This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.

+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.

+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.

+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

Main Library
TK
405
.S37
v.2

SEEHAFENBAU

von

F. W. OTTO SCHULZE
Professor des Wasserbaues
an der Technischen Hochschule in Danzig.

BAND II

AUSBAU DER SEEHÄFEN

Mit 574 Textabbildungen
bestehend aus 957 Bildstöcken.

BERLIN 1913
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte,
auch das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.

Copyright 1913 by Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag, Berlin.

Approved For Release 2001/08/01 : CIA-RDP78-04718A000100010001-4

Druckfehlerberichtigungen.

Zu Band I:

S. 7. Die Seeschleuse in Emden hat 260 m Länge, 40 m Breite und 13 m Drempeltiefe bei gew. Hochwasser erhalten.

S. 18. Abb. 13, statt franz. Beispiel — belg. Beispiel.

S. 23. Zeile 2 v. o., statt La Havre — Le Havre.

S. 59. Zeile 12 v. o., statt Wassewege — Wasserwege.

S. 75. Zeile 7 u. 8 v. u., siehe Berichtigung zu S. 7.

S. 127. Zeile 8 v. u., statt Std. — Uhr.

S. 149. Auch nach den meisten Theorien trifft nicht Mitte der Wellenhöhe mit dem ruhigen Wasserspiegel zusammen.

S. 155. In der Mitte, statt $\frac{f^2}{4} - \frac{t^2}{4}$.

S. 176. Tabelle, bei Hamburg, statt $-5{,}202$ — $+5{,}202$.

S. 210. Zeile 24 v. o., statt 36,4 vH. — 36,4 vT.

S. 231. Zeile 2 v. o., statt Lup — Luz.

S. 231. Zu Absatz 3 u. 4. Die Haupttraßmengen stammen heute von Andernach im Nette-Tal aus den Dörfern Plaidt, Kretz und Kruft. Heute werden Vierfünftel aller Traßmengen gemahlen in Säcken versandt; der Bezug in Stücken empfiehlt sich nur bei weiten Entfernungen behufs Ersparnis der Säcke und Beförderungskosten sowie auch für Ausfuhr über See.

S. 235. Bezeichnet R das Raumgewicht, s das spezifische Gewicht, so ist der Undichtigkeitsgrad U nicht $s - R$, sondern

$$U = 1 - \frac{R}{s}.$$

S. 278. Abb., statt 184 — 183.

S. 346. Bei Abb. 242 u. 243 sind die Unterschriften zu vertauschen.

Zu Band II:

S. 1. Zeile 15 v. o., d) Bauwerke aus geschichteten Betonblöcken statt geschütteten.

S. 3. Zeile 21 v. o., statt geeignete — geneigte.

Vorwort.

Später, als ursprünglich beabsichtigt war, ist der angekündigte II. Band des Seehafenbaus fertiggestellt worden. Das Verarbeiten des überreichlich vorliegenden Stoffes, das Eindringen in die so verschiedenartigen zur Behandlung gelangenden Fachgebiete hat mehr Zeit erfordert, als vorausgesehen werden konnte.

Während der erste Band die allgemeinen Erfordernisse der Seehäfen, ihre allgemeine Anordnung und die wissenschaftlichen Hilfsmittel brachte, war es Aufgabe des vorliegenden zweiten Bandes, die für die Ausbildung und Ausstattung der Hafenbauwerke erforderlichen baulichen Maßnahmen zu entwickeln.

Bei allen Kapiteln werden zunächst die von den betreffenden Bauwerken zu erfüllenden Aufgaben untersucht und die für die bauliche Gestaltung und Anordnung aller Teile zu stellenden Bedingungen und maßgebenden Grundlagen abgeleitet. Vom Einfachen zum Schwierigen fortschreitende, systematisch geordnete kennzeichnende Beispiele erläutern alle in Frage kommenden Bauformen unter Hervorhebung ihrer Vorzüge und Nachteile nebst den gemachten Erfahrungen.

Hierdurch wird erreicht, daß der vor Neuaufgaben stehende Ingenieur durch sorgfältiges Studium des Werkes sich über alle in jedem besonderen Falle in Betracht kommenden Fragen unterrichten und an den Beispielen Anhaltspunkte für die durchzubildenden Baugedanken finden kann.

Aus diesem Grunde und um ein vollständiges Bild der Entwicklung zu geben, werden auch ältere Ausführungen wenigstens erwähnt, manchmal aber auch, wenn sie für einfachere Anlagen auch heute noch Wert besitzen, durch Beispiele erläutert.

Die benutzten Quellen sind durch Fußnoten an den betreffenden Stellen nachgewiesen, sie zeigen in vielen Fällen, wo ausführlichere Mitteilungen über den zugehörigen Gegenstand gefunden werden können.

Kapitel X behandelt die Ausbildung der Hafenaußenwerke in ihrem ganzen Umfange einschließlich der bei der Ausführung zu treffenden Maßnahmen.

In Kapitel XI werden die für alle möglichen Fälle in Betracht kommenden, zur Einfassung von Hafenbecken dienenden Bauwerke nebst den wichtigsten Berechnungsgrundlagen vorgeführt.

In beiden Kapiteln sind mithin diejenigen Bauwerke dargestellt worden, welche den äußeren Rahmen eines Hafens bilden und die Vorbedingungen für die in den folgenden erörterten Maßnahmen liefern.

258303

Die in Kapitel XII entwickelte Ausstattung der Kaiflächen und die in Kapitel XIII zusammengestellte mechanische Hafenausrüstung bilden daher die notwendige Ergänzung der vorigen Kapitel, sie zeigen, wie die geschaffenen Anlagen in zweckmäßiger Weise ihrer Hauptaufgabe, dem Verkehr zu dienen, zugeführt werden können

Der vorliegende zweite Band enthält somit alle für die Ausgestaltung eines Hafens nötigen Bauwerke.

In einem durch den Umfang des Bandes erforderlich gewordenen, dritten Bande sollen die Landungsanlagen, die Seeschleusen, die Offenhaltung der Häfen, die Bauhöfe und Werften sowie die Bezeichnung und Beleuchtung der Hafeneinfahrten behandelt werden.

Zur Erleichterung der Übersicht und des Auffindens gesuchter Gegenstände ist ein Inhaltsverzeichnis dem Bande vorangestellt, ein Sach- und Namenregister für die beiden ersten Bände am Schlusse hinzugefügt worden.

Auch bei dem vorliegenden Bande haben mich zahlreiche Fachgenossen des In- und Auslandes durch Beantwortung von Fragen und Überlassung von Unterlagen freundlichst unterstützt; es ist mir daher ein dringendes Bedürfnis, ihnen an dieser Stelle meinen wärmsten Dank mit der Bitte auszusprechen, mir auch fernerhin ein gleiches Entgegenkommen zu beweisen.

Vieler Dank gebührt auch meinem Assistenten, Herrn Diplom-Ingenieur Brandt, für die fleißige Durchsicht der Probeabzüge, die Besorgung von Unterlagen und Anfertigung einiger Skizzen.

Besonders dankbar hervorzuheben ist endlich die große Mühe und Arbeit des Verlegers bei der Ausstattung des Werkes durch die sorgfältige und kostspielige Herstellung der überaus zahlreichen Abbildungen.

Danzig-Langfuhr, im Juli 1913.

F. W. Otto Schulze.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Kapitel X. Bau und Ausführung der Hafenaußenwerke (Wellenbrecher, Molen, Leitdämme, Hafendämme usw.) 1

I. Allgemeines 2

Aufgabe der Bauwerke 2
Wirkung der Wellen 2
Gewalt der Wellen 5
Hauptformen der Hafenaußenwerke 6
Baustoffe 7

II. Bauliche Anordnung der Hafenaußenwerke 8

A. Bauwerke mit steilen Seitenflächen 8

a) Unter Verwendung von Holz und Faschinen 8
b) Bauwerke aus gemauerten Seitenwänden mit Füllung aus Stein oder Beton 26
c) Bauwerke aus unter Wasser geschüttetem Beton und Betonsäcken . 27
d) Bauwerke aus geschichteten Betonblöcken 33
Wagerechte Lagerfugen 34
Geneigte Lagerfugen 40
e) Bauwerke unter Verwendung von schwimmenden Blöcken 43
f) Bauwerke unter Anwendung der Preßluftgründung 47

B. Wellenbrecher und Molen mit geneigten Seitenflächen . . 48

a) Bauwerke unter Verwendung von Sand, Kies und Faschinen . . . 49
b) Bauwerke aus reiner Steinschüttung 54
1. Reine Steinschüttungen aus natürlichen Steinen 59
2. Steinschüttungen mit Belastung durch Mauerwerkskörper . . . 61
3. Steinschüttungen in Verbindung mit regelmäßig geschichteten künstlichen Blöcken 62
4. Bauwerke mit Schutzmauer 64

C. Wellenbrecher und Molen gemischter Form 75

a) Oberbau aus künstlichen Blöcken 76
b) Oberbau aus Zellkörpern 80
c) Oberbau aus Schwimmkörpern 81
d) Oberbau aus Betonschüttung 87
e) Oberbau aus Mauerwerk 88

D. Anordnung der Wellenbrecher und Molenköpfe 89

Verstärkung am Kopfe 90
Mögliche Formen 91
Beispiele 93

Seite

E. Durchbrochene Molen und Leitdämme, wellenbrechende Böschungen 103
Allgemeines 103
Beispiele 104
Wellenbrechende Böschungen 107
F. Ausführung der Hafenaußenwerke 107
Steinkisten 108
Pfahlwandmolen 109
Betonschüttungen unter Wasser 113
Pfahlspitzen 114
Baugerüste 115
Schalungen für Betonschüttungen 123
Betonversenkung 125
Versenken von Betonsäcken 126
Herstellung künstlicher Blöcke 129
Einrichtung der Lagerplätze, Blockversetzkräne 130
Beförderungsprähme 134
Schwimmkräne 141
Vorrichtungen zum Aufheben der Blöcke 143
Vorbereitung des Untergrundes für das Versetzen der Blöcke . . . 145
Verfahren zur Herstellung von Schwimmkörpern 149
Ausführung von Steinschüttungen 151
Prähme zum Verstürzen von Steinen 152
G. Berechnung der Hafenaußenwerke 157

Kapitel XI. Einfassung der Hafenbecken (Bohlwerke, Ufermauern, Dalben und Ankerbojen) 161
I. Ufereinfassungen 162
A. Geböschte Uferbegrenzungen 162
a) Vorläufige Befestigungen 162
b) Endgültige Befestigungen 164
B. Teils steil, teils geböscht ausgebildete Begrenzungen . . . 164
a) Unterer Teil aus einfacher Spund- oder Bohlwand 165
b) Unterer Teil aus Spundwand mit Schrägpfählen 167
c) Oberer Teil durch Lösch- und Ladebrücken überdeckt 170
C. Steile Uferbegrenzungen 173
a) Bohlwerke aus Holz 174
b) Bollwerke 183
c) Kaimauern 192
1. Kaimauern auf Pfahlrost 193
α) Allgemeines und Berechnungsgrundlagen 193
β) Kaimauern mit hinterer Spundwand 206
Nur mit Druckpfählen 206
Mit Zugpfählen bezw. Pfahlböcken 213
γ) Kaimauern mit vorderer Spundwand 217
Nur mit Druckpfählen 217
Mit Zugpfählen bezw. Pfahlböcken 221
δ) Kaimauern auf Pfahlrost unter Verwendung von Eisenbeton 224
2. Kaimauern verschiedener Gründungsarten 228
a) Ausführung der Kaimauern im Trockenen 232
b) Gründung unter Wasser 235

Seite

α) Baugrund von der Hafensohle an tragfähig 235
Schwimmkörper aus Holz 235
Schwimmkörper aus Eisen 236
Schwimmkörper aus Eisenbeton 237
Betonschüttung unter Wasser 239
Versetzen von künstlichen Blöcken 241
Beton zwischen Spundwänden 245
Preßluftgründung (durchlaufend) 246
Preßluftgründung mit Uferbrücken 247
β) Baugrund in größerer Tiefe tragfähig 248
Brunnengründung 248
Preßluftgründung 256
γ) Kaimauern auf nicht tragfähigem Baugrunde 265

II. Ausrüstung der Ufereinfassungen 272

A. Reibehölzer 272

An Bohl- und Bollwerken 273
An Kaimauern 274
Reibepfähle 274
Reibehölzer 279

B. Steigeleitern und Treppen 282

C. Vorrichtungen zum Befestigen der Schiffe 285

a) An der Vorderseite der Mauer 285
Bootsbügel, Bootsringe 285
Schiffsringe 286
b) Auf der Kaimauer: Schiffsringe, Poller 288
c) Hinter der Kaimauer 292
Holzlandfeste, Granitpoller 293
Gußeisenpoller 293
d) Berechnungsgrundlagen und Zusammenstellungen 296

III. Dalben und Ankerbojen 298

a) Allgemeine Anordnung 298
b) Bauweise der Dalben 300
Starre Dalben 301
Nachgiebige Dalben 304
c) Bauweise der Ankerbojen 305

Kapitel XII. Ausstattung der Kaiflächen (Straßen, Gleise, Kanäle, Schuppen, Speicher) 308

I. Gesamtanordnung der Ausstattung 309

a) Kriegshäfen 309
b) Zufluchtshäfen 309
c) Fischereihäfen 309
d) Handelshäfen 317
1. Allgemeines 317
2. Umschlag auf dem Wasser 318
3. Umschlag teils nach dem Wasser, teils nach dem Lande 319
4. Umschlag nach dem Lande, Ab- und Anfuhr durch Landfuhrwerke 319
5. Umschlag nach dem Lande, Güter in Schuppen, Ab- und Zufuhr durch Landfuhrwerke 319
6. Umschlag nach dem Lande, Ab- und Zufuhr durch Eisenbahnwagen 324

Seite

7. Allgemeine Anordnung der Kaischuppen und Speicher 327
8. Vollkommenste Kaiausstattung mit Gleisen, Straßen, Schuppen und Speichern und Breitenbemessung der Kaiflächen 329

II. Bauliche Ausgestaltung der Kaischuppen 342

Grundrißanordnung 342
Baustoffe und Anordnung der Tore 345
Baustoffe und Anordnung der Dächer und Fenster bezw. Oberlichter . 346
Einstöckige Schuppen 347
Normale Formen 347
Besondere Formen 352
Zweistöckige Schuppen 355

III. Bauliche Anordnung der Speicher 360

a) Bodenspeicher 360
Bauliche Durchbildung 360
Gründung 364
Wände 364
Stützen 365
Decken 366
b) Speicher für schüttbare Güter, Zellenspeicher 370
Allgemeine Anordnung 371
Fördereinrichtungen 372
Beispiele 374

Kapitel XIII. Mechanische Hafenausrüstung 389

I. Allgemeines 390

II. Kraftquellen 391

a) Die Menschenkraft 391
b) Dampfkraft 393
c) Druckwasser 394
d) Elektrizität 397
e) Preß- oder Saugeluft 399
f) Gaskraft 400

III. Hafenkräne 400

a) Die verschiedenen Kranarten 400
b) Feststehende oder fahrbare Einzelkräne 403
c) Fahrbare Kaikräne 405
Rollkräne 405
Vollportalkräne 407
Halbportalkräne 409
mit verstellbarem Ausleger 412
Dachkräne 423
d) Schwerlastkräne 423
Masten und Scherenkräne 424
Derrickkräne 426
Drehscheibenkräne 426
Rollenkranz in Geländehöhe 427
Rollenkranz auf Stützgerüst (Hammerform) 428
Hammerkräne 428
Hammerglockenkräne 429
Hammerwippkräne 433

Seite

e) Schwimmkräne 433
Schwimmkräne für den Umschlagverkehr 435
Scherenkräne 436
Kräne mit Wippausleger 437
Drehscheibenkräne 438
Hammerglockenkräne 439
IV. Aufzüge 441
1. Fahrstühle 441
2. Speicherwinden 442
V. Spills 444
Zur Bewegung von Eisenbahnwagen 445
Zum Verholen von Schiffen 448
Fischwinden 452
VI. Ver- und Entladeeinrichtungen für Massengüter 454
A Verladeeinrichtungen (vom Land ins Schiff) 454
1. Allgemeines 454
Formen der Eisenbahnwagen 456
Trichterwagen 456
Selbstentlader 456
Wagen mit beweglichen Kopf- und Seitenwänden 457
2. Sturzgerüste mit Schüttrinnen 457
a) für Erze 457
b) für Kohlen 460
3. Kohlenkipper 461
a) Trommelkipper 462
b) Krankipper 462
c) Plattformkipper 463
α) Seitenkipper 463
β) Kopfkipper 464
Schwerkraftkipper 465
Aufzugkipper 468
Schwingkipper 470
Kurvenkipper 473
4. Kastenverladung 476
B. Entlade- oder Löschvorrichtungen (vom Schiff an Land) . 476
1. Kübel und Greifer 476
Kübel 477
Greifer 477
Rundholzgreifer 480
2. Mit Kränen ausgerüstete Entladevorrichtungen 481
3. Mit Laufkatzen ausgestattete Entladevorrichtungen 485
Ununterbrochene Bewegung, Laufkatze mit Führerstand . . . 485
Ununterbrochene Bewegung, Laufkatze ohne Führerstand . . . 490
Unterbrochene Bewegung, Laufkatze ohne Führerstand 493
C. Umladevorrichtungen von Schiff zu Schiff 494
1. Umschlag unter Benutzung an Bord der Seeschiffe befindlicher Einrichtungen 494
2. Umschlag von Schiff zu Schiff unter Benutzung von Landungsbrücken 495
3. Umschlag mit Vorrichtungen auf besonderen Fahrzeugen 495
Schwimmdrehkran 495
Schwimmkran mit Fülltrichter 496
Umladeschiff mit Laufbahnen 497
Kohlenheber 498

Seite

VII. Getreideförderanlagen 499
1. Elemente der Getreideförderung 499
Becherwerke 499
Förderbänder 500
Abwurfwagen 501
Förderschnecken 501
Saugluftheber 501
Saugkopf 502
Selbsttätige Wagen 502
2. Vorrichtungen zum Verladen von Getreide 503
Fallrohre 503
3. Vorrichtungen zum Entladen von Getreide 503
Fahrbarer Kran mit Greifer 503
Feste oder fahrbare Kräne mit Becherwerken 503
4. Getreideumschlag von Schiff zu Schiff 506
Schwimmkräne 506
Saugluftgetreideheber 506
VIII. Behandlung des Petroleums 507
Schuppen zur Lagerung von Fässern 507
Lagerbehälter 509
Verschiffung und Löschung von Petroleum 510

Sach- und Namenverzeichnis zu Band I und II 511

Kapitel X.

Bau und Ausführung der Hafenaußenwerke.

(Wellenbrecher, Molen, Leitdämme, Hafendämme usw.)

I. **Allgemeines.** Aufgabe der Bauwerke. — Wirkung der Wellen. — Gewalt der Wellen. — Hauptformen der Hafenaußenwerke. — Baustoffe.

II. **Bauliche Anordnung der Hafenaußenwerke.**

A. **Bauwerke mit steilen Seitenflächen.** a) Unter Verwendung von Holz und Faschinen. — Beispiele: Reval, Nexö, Stolpmünde, Huronmündung in den Eriesee, Beach am Huronsee, Livorno, Algoma am Michigansee, Dievenowmündung, Hela, Libau, Window, Great Yarmouth, Blyth, Dover, Port Elizabeth, Saßnitz, Memel, Corsini bei Ravenna, Kiel, Brunsbüttel, Emden. — b) Bauwerke aus gemauerten Seitenwänden mit Füllung aus Stein oder Beton. — Beispiel: Kilrush. — c) Bauwerke aus unter Wasser geschüttetem Beton und Betonsäcken. — Beispiele: Wilhelmshaven, Wicklow, Lake Superior-Entry, Blyth, Aberdeen, Newhaven, Sunderland. — d) Bauwerke aus geschütteten Betonblöcken. — Wagerechte Lagerfugen. — Beispiele: Dover, Tynemündung, Aberdeen, Libau, Novorossiisk, Ymuiden. — Geneigte Lagerfugen. — Beispiele: Colombo, Mormugao, Scheveningen. — e) Bauwerke unter Verwendung von schwimmenden Blöcken. — Beispiele: Zeebrügge, Scheveningen, Talcahuano. — f) Bauwerke unter Anwendung der Preßluftgründung. — Beispiele: La Pallice, St. Nazaire, Dieppe.

B. **Wellenbrecher und Molen mit geneigten Seitenflächen.** a) Bauwerke unter Verwendung von Sand, Kies und Faschinen. — Beispiele: Kiel, Norderney, Urk, Harlingen, neue Maasmündung, Ostsee, Heysham. — b) Bauwerke aus reiner Steinschüttung. — 1. Reine Steinschüttungen aus natürlichen Steinen. — Beispiele: Plymouth, Huron am Eriesee, Marseille. — 2. Steinschüttungen mit Belastung durch Mauerwerkskörper. — Beispiele: Algier, Oran, Djidjelli. — 3. Steinschüttungen in Verbindung mit regelmäßig geschichteten künstlichen Blöcken. — Beispiele: Toulon, La Calle, Cette, Sandy Bai. — 4. Bauwerke mit Schutzmauer. — Beispiele: Marseille, Monaco, Haidar Pascha, Civitavecchia, Livorno, Genua, Neapel, Cagliari, Salerno.

C. **Wellenbrecher und Molen gemischter Form.** a) Oberbau aus künstlichen Blöcken. — Beispiele: Livorno, Neapel, Triest, Genua, Ostaru. — b) Oberbau aus Zellkörpern. — Beispiel: Savona. — c) Oberbau aus Schwimmkörpern. — Beispiele: Bizerta, Bilbao, Zeebrügge, Talcahuano. — d) Oberbau aus Betonschüttung. — Beispiel: Peterhead. — e) Oberbau aus Mauerwerk. — Beispiele: Cherbourg, Brest, Boulogne, Le Havre.

D. **Anordnung der Wellenbrecher und Molenköpfe.** Verstärkung am Kopfe. — Mögliche Formen. — Beispiele: u. a. Pillau, Südermolenkopf.

E. **Durchbrochene Molen und Leitdämme, wellenbrechende Böschungen.** Allgemeines. — Beispiele: Dünkirchen, Adourmündung, St. Nazaire, Calais. — Wellenbrechende Böschungen: Dieppe.

F. **Ausführung der Hafenaußenwerke.** Steinkisten. — Pfahlwandmolen. — Betonschüttungen unter Wasser. — Pfahlspitzen. — Baugerüste. — Schalungen für

Betonschüttungen. — Betonversenkung. — Versenken von Betonsäcken. — Herstellung künstlicher Blöcke. — Einrichtung der Lagerplätze. — Blockversetzkrane. — Beförderungsprahme. — Schwimmkrane. — Vorrichtungen zum Aufheben der Blöcke. — Vorbereitung des Untergrundes für das Versetzen der Blöcke. — Verfahren zur Herstellung von Schwimmkörpern. — Ausführung von Steinschüttungen. — Prahme zum Verstürzen von Steinen.

G. Berechnung der Hafenaußenwerke.

I. Allgemeines.

Aufgabe der Bauwerke. Die Aufgabe der im folgenden zu behandelnden Bauwerke besteht in dem Schutz der von ihnen umschlossenen Flächen gegen die Gewalt der Wellen; außerdem sollen sie Strömungen von den Hafenflächen fernhalten oder auch diese leiten, ferner die Hafenmündungen einfassen, festlegen und vor Versandungen bewahren.

Über ihre allgemeine Anordnung sind in Kap. VIII, S. 246 bis 321 ausführliche Mitteilungen gegeben, die auch eingehend die verschiedene Bedeutung und den verschiedenen Zweck der unter dem Namen Hafenaußenwerke zusammengefaßten Bauwerke erläutern.

Wirkung der Wellen. Den Hauptangriff erfahren die Hafenaußenwerke durch die Wellen, deren Kraft sie brechen und von den Hafenflächen fernhalten sollen; sie bedürfen daher großer Festigkeit und Standsicherheit. Außerdem ist unter Umständen der Einfluß der an ihnen entlangstreichenden Strömungen zu beachten.

Die Entstehung, Bewegung und Wirkung der Wellen ist im allgemeinen bereits in Kap. V, S. 137 bis 157 behandelt, es erübrigt sich daher hier nur noch, die Wirkung der Wellen auf die Bauwerke der vorstehenden Art zu untersuchen.

Treffen Wellen bei großer Tiefe gegen eine lotrechte Wand, so werden sie zurückgeworfen, der Schwingungszustand bleibt bestehen; gleichzeitig erheben oder senken sich die Wasserteilchen, je nachdem ein Wellenberg oder ein Wellental die Wand trifft, etwa doppelt so weit, als die Welle hoch war. Die Wirkung der Wellen äußert sich dabei nach drei Richtungen, einmal als Druck gegen die Wand, zweitens in einem Stoß nach oben, der die Wassermassen in die Höhe schleudert und hervortretende Teile stark angreift, und drittens in einem Stoß nach unten, der den Untergrund beansprucht.

Der reine Schwingungszustand wird umsomehr erhalten bleiben, je größer die Wassertiefe ist; die zuletzt genannten Wirkungen werden um so stärker auftreten, je geringer die Tiefe ist. Hierzu kommt noch, daß reine Schwingungswellen auf ansteigendem Grund in fortschreitende übergehen, wobei große Wassermassen gegen das Hindernis geschleudert werden. Ob daher reine Schwingungszustände vor lotrechten Wänden stattfinden, hängt infolgedessen sowohl von dem jeweiligen Wasserstande, als auch von der Höhe der Wellen ab.

Es können z. B. Wellen von bestimmter Höhe bei Hochwasser vor einer senkrechten Wand frei schwingen, die bei Niedrigwasser stark auflaufen.

Immerhin ergibt sich aus der vorliegenden Betrachtung, daß die lotrechte Begrenzung eines Bauwerkes für die Aufnahme des Wellenstoßes günstig ist,

da sie selbst ein Fortschreiten der Wassermassen nicht veranlaßt und dadurch den Wellenstoß vermehrt.

Die Wand muß allerdings aus einer festgefügten Masse bestehen, um dem Stoß der Wellen standzuhalten. Ferner sind hervortretende Teile zu vermeiden. Der Untergrund muß, wenn er nicht aus Fels besteht, gegen Unterspülung gut befestigt werden, da er sonst durch den nach unten wirkenden Stoß und besonders durch das Herabstürzen der emporgeschleuderten Wassermassen angegriffen wird.

Treffen dagegen Wellen auf ansteigenden Grund, so treten die auf S. 143, Bd. I geschilderten Erscheinungen ein. Durch die Reibung am Grunde wird die Schwingungsbewegung gehindert, die lebendige Kraft wird einer allmählich kleiner werdenden Masse mitgeteilt und es tritt eine mehr und mehr fortschreitende Bewegung ein, die an Geschwindigkeit gewinnt, je flacher das Wasser wird. Ungefähr an der Stelle, wo die Tiefe gleich der Wellenhöhe ist, branden die Wellen, und die aus dem Zusammenhang gerissenen Wassermassen des Wellenscheitels stürzen mit großer Geschwindigkeit gegen den Strand. Nach Vernichtung der lebendigen Kraft läuft die gegen den Strand geworfene Wassermenge mit zunehmender Geschwindigkeit zurück und erzeugt am Grunde einen starken Rückstrom, der durch sein Zusammentreffen mit den ankommenden Wellen die Brandung verstärkt.

Wird daher einem Hafenbauwerk eine geeignete Vorderfläche gegeben, so treten die geschilderten Erscheinungen ein. Die Wellen brechen, wo die Wassertiefe ungefähr gleich der Wellenhöhe ist. Die losgelösten Wassermassen eilen die Böschung hinauf und üben einen starken Stoß auf sich entgegenstellende Hindernisse aus. Darauf schließt sich der Rückstrom an (oft auch Sog genannt), der beim Hinabeilen die Böschung und den Untergrund angreift.

Bauwerke mit geneigter Vorderfläche erzeugen daher eine Brandung, begünstigen das Hinaufschleudern des Wassers und rufen einen starken, den Untergrund heftig angreifenden Rückstrom hervor.

Aus Vorstehendem folgt, daß Bauwerke mit geneigter Vorderfläche stärker angegriffen werden als solche mit senkrechter Wand, daß sie das Auflaufen der Wellen befördern und daher leichter überströmt werden und daß sie bei gleicher Höhe geringeren Schutz gewähren als solche mit lotrechter Außenseite.

Anderseits kann eine geneigte Wand, da sie von dem Wellenstoß nur unter einem spitzen Winkel getroffen wird, schwächer ausgeführt werden; auch ist dem Angriff auf den Untergrund durch geeignete Wahl der Böschungen leichter zu begegnen als bei steiler Wand, so daß hieraus schon erkannt werden kann, daß im allgemeinen Bauwerke mit geneigter Vorderfläche mehr für beweglichen Untergrund bestimmt erscheinen und solche in steiler Form für festen oder felsigen Boden geeignet sind.

Eine klare Vorstellung des verschiedenen Verhaltens von Wellen vor steiler bezw. geneigter Wand erhält man durch nachfolgende rechnerische Überlegung.

Bezeichnet man (Abb. 1) die Höhe einer Welle mit $\delta = 2r$, ihre Länge mit L, die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der ganzen Wellen mit u, die

Schwingungsgeschwindigkeit der Wasserteilchen an der Oberfläche mit σ, so gelten nach S. 140 u. 141, Bd. I die Beziehungen

$$u = 1{,}25\sqrt{L} \quad \text{und} \quad \sigma = \frac{2\pi r}{L} \cdot u = \pi \cdot \frac{\delta}{L} \cdot u.$$

Berechnet man nun für einige häufig vorkommende Wellengrößen diese Werte, so erhält man folgende Ergebnisse:

$\delta = 2r$	L	$\frac{L}{\delta}$	$u = 1{,}25\sqrt{L}$	$\sigma = \pi \cdot \frac{\delta}{L} \cdot u$	$\frac{\sigma}{u}$
3 m	60 m	20	9,7 m/Sek.	1,52 m/Sek.	1/6,4
5 „	90 „	18	11,8 „	2,06 „	1/5,7
8 „	200 „	25	17,7 „	2,22 „	1/8

Man ersieht hieraus, daß, wenn die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen von 9,7 bis 17,7 m/Sek. schwankt, die Schwingungsgeschwindigkeit der Wasserteilchen 1,52 bis 2,22 m/Sek., d. h. den sechsten bis achten Teil davon beträgt.

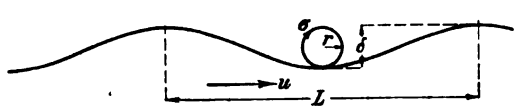


Abb. 1.

Treffen daher derartige Wellen gegen eine steile Wand von großer Tiefe, so prallen die Wasserteilchen gegen die Wand nur mit einem kleinen Bruchteil der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen.

In Wirklichkeit liegen naturgemäß die Verhältnisse nicht so günstig, da die Tiefe in den meisten praktischen Fällen nicht so groß ist, daß die Verhältnisse der obigen theoretischen Anschauung eintreten können. Immerhin wird der Angriff auf eine steile Wand auch bei geringerer Tiefe zwischen den beiden Grenzfällen liegen, d. h. günstiger sein als bei geneigter Begrenzung des Bauwerkes.

Ist die Wand dagegen geneigt, so erreicht die ganze Wassermasse nach dem Branden allmählich die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen und trifft daher eine sich ihr entgegenstellende Wand mit dieser großen Geschwindigkeit.

Unterhalb des Wasserspiegels ist bei einer steilen Wand der Angriff noch geringer, da der Durchmesser der Schwingungskreise der Wasserteilchen schnell abnimmt, die Teilchen in der gleichen Zeit kleinere Kreise durchlaufen, mithin dazu geringere Geschwindigkeit gebrauchen (vergl. Bd. I S. 140 u. Abb. 70 u. 71).

Infolge dieser Erkenntnis hat sich in neuerer Zeit die Anwendung dieser beiden Hauptformen für Wellenbrecher etwas verschoben, indem wegen ihrer Vorteile auch bei beweglichem Untergrunde von der steilen Form mehrfach unter entsprechender Sicherung des Untergrundes Gebrauch gemacht worden ist

Auf weitere Unterschiede der beiden Hauptformen für Hafenbauwerke wird weiterhin bei der Besprechung ihrer baulichen Gestaltung noch näher eingegangen werden.

Die Wirkung der Wellen an einem Hafenbauwerk läßt sich nach den vorstehenden Ausführungen wie folgt zusammenfassen:

1. Es tritt ein Stoß ein, der Druck erzeugt. Der Stoß trifft das Bauwerk je nach der Neigung der Vorderfläche senkrecht oder unter einem spitzen Winkel.

2. Eine Wirkung nach oben, hervorgerufen von dem empor- oder vorwärtsgeschleuderten Wasser, Vorsprünge oder Brustmauern treffend.

3. Ein nach unten gerichteter Stoß, abhängend von dem Zusammensturz der Wellen und in flachem Wasser den Grund angreifend.

4. Eine Saugewirkung, hervorgerufen von dem zurückströmenden Wasser die Grundschüttung und den Vordergrund angreifend.

Mit diesen Kräften in engem Zusammenhang stehen Wirkung im Inneren der Bauwerke.

Der die Bauteile treffende Stoß verursacht eine Erschütterung und Lockerung der Verbände; gleichzeitig pflanzt sich der Druck auf das in den Hohlräumen des Bauwerkes befindliche Wasser durch das ganze Mauerwerk fort und ruft innere Drücke nach verschiedenen Richtungen hervor. Hierdurch wird auch bei großer Durchlässigkeit des Bauwerkes der Wellenstoß auf das im Hafenbecken befindliche Wasser übertragen, so daß dort mitunter eine bedeutende, kleinen Schiffen schädliche Bewegung entsteht. Durch den im Inneren erzeugten Druck wird ferner eingeschlossene Luft zusammengedrückt, so daß Sprengwirkungen hervorgerufen werden.

Gewalt der Wellen. Über die Gewalt der Wellen und die Stärke des Wellenstoßes befinden sich auf S. 149 u. f. Bd. I ausführliche Mitteilungen; hier sei nur kurz auf die Umstände hingewiesen, die auf die Gewalt der Wellen Einfluß haben.

Zu diesen gehört in erster Linie die Größe der Streichlänge des Sturmwindes (vergl. Bd. I, S. 149) und die vor der Küste vorhandene Wassertiefe. Daraus folgt, daß die größten Wellen dort entstehen, wo heftige Stürme am vollständigsten wirken können und wo große Wassertiefen bis an die Küste herantreten. Die Höhe der Wellen wächst ferner, wenn sie in eine den heftigsten Winden zugekehrte Bucht laufen.

Liegen dagegen vor der Küste Untiefen oder Sandbänke, so brechen auf ihnen die Wellen, so daß die dahinter befindlichen Bauten nur von schwächeren Wellen getroffen werden. Bei der Beurteilung der den Hafenbauwerken zu gebenden Abmessungen ist daher die Beachtung der Erhebungen des Meeresgrundes vor dem Hafen ebenso wichtig wie der Linienzug der benachbarten Ufer.

Bei der Bemessung von Hafenbauwerken ist ferner zu berücksichtigen, daß der stärkste Wellenstoß nur einzelne, wenig ausgedehnte Stellen trifft, so daß bei festem Verbande die einzelnen Bauteile sich unterstützen können.

Die Stärke des Wellenstoßes ist außerdem am größten in Höhe des Wasserspiegels, sie nimmt nach oben allmählich und nach unten zu schnell ab (Abb. 194). Hieraus folgt, daß in Meeren mit Flut und Ebbe die Stelle, die den stärksten Anprall auszuhalten hat, sich mit der Höhe des Wasserstandes verschiebt, während sie in Nebenmeeren, wo geringe Wasserstandsschwankungen stattfinden, annähernd dieselbe Stelle trifft.

Die Bewegung der Wellen wird ferner vermehrt, wenn ihnen eine starke Gezeitenströmung entgegenläuft.

Aus vorstehenden Ausführungen ist ersichtlich, daß die Gewalt der Wellen fast an jedem Hafenorte bei der großen Verschiedenheit der in Betracht

kommenden Verhältnisse eine andere sein wird, daß es ferner unmöglich ist, Formeln aufzustellen, aus denen sich für den einzelnen Fall die Stärke der Wellen berechnen läßt, sondern daß vielmehr der einzige Weg, zutreffende Ergebnisse zu erlangen, der ist, alle die Entstehung der Wellen beeinflussenden Umstände sorgfältig zu untersuchen, die Abmessungen von ähnlich gelegenen Bauten zu prüfen und die dort gemachten Erfahrungen zu berücksichtigen. Die Anstellung von eigenen Beobachtungen mit Wellenstoßmessern kann dazu dringend empfohlen werden.

Hauptformen der Hafenaußenwerke. Man unterscheidet zwei Hauptformen für die Hafenaußenwerke (Wellenbrecher, Molen, Leitdämme usw.): die steile und die geböschte Form.

Die steile Form hat die bereits oben erwähnten Vorteile gegenüber dem Anprall der Wellen, doch ist dabei zu beachten, daß diese Vorzüge nur für kleinere Wellen in Betracht kommen, große Sturmwellen sind auch bei mittleren Wassertiefen fast stets fortschreitend, eine Erscheinung, die sich bei den Tiefen für die der Bau von Wellenbrechern in Frage kommt, umsomehr bemerkbar macht, je höher und länger die Wellen sind. Infolgedessen kann es fraglich sein, ob die steile Form gerade für die dem schwersten Seegang ausgesetzten Stellen zu empfehlen ist.

Zu berücksichtigen ist ferner, daß die Bauweise und der innere Zusammenhang der steilen Form ein sehr fester sein muß, damit sie den starken Stößen Widerstand leistet. Diese Forderung bedingt eine große Sorgfalt bei der Ausführung, die um so schwerer zu erreichen ist, je größer die Wassertiefe wird. Daraus folgt, daß die steile Form nur für mäßige Tiefen oder bei großen Tiefen nur für den oberen Teil der Bauwerke in Betracht kommen kann. Weiter ist der Angriff des Untergrundes um so stärker, je geringer die Tiefe ist; daher empfiehlt sich die steile Form bei geringen Tiefen nur für festen Untergrund, da sonst sehr kostspielige und ausgedehnte Sicherungen erforderlich sind.

Als Vorzug der steilen Form ist ferner hervorzuheben, daß sie den geringsten Baustoffaufwand nötig macht; sie kommt daher an Orten in Betracht, wo Baustoffe teuer und schwer zu beschaffen sind. Sie bietet ferner für Molenköpfe die geeignetste Gestalt und nimmt den kleinsten Platz ein, ein Umstand, der bei Hafenbauten allerdings seltener ins Gewicht fällt.

Die Anwendung der steilen Form erfreut sich in neuerer Zeit großer Beliebtheit infolge der an vielen Orten damit gemachten guten Erfahrungen; doch wird sie die geböschte Form nie ganz verdrängen, da auch diese Vorzüge besitzt, die sie für gewisse Fälle, besonders solche der schwierigsten Art, als einziges Hilfsmittel erscheinen läßt.

Die geböschte Form der Hafenbauwerke ist die ältere Bauweise. Ihr Einfluß auf die ankommenden Wellen ist bereits oben behandelt, sie verursacht ein Brechen der Wellen, verbunden mit starker Vorwärtsbewegung der losgelösten Wassermassen und wird an und für sich schwächer getroffen; Erscheinungen, die umsomehr hervortreten, je flacher die Böschungen sind.

Sie ist geeignet für jeden Baugrund und kann auch in den größten Tiefen ohne besondere Schwierigkeiten hergestellt werden. Anderseits erfordert sie große Baustoffmengen, so daß sie hauptsächlich da zu empfehlen ist, wo Steine

in großer Masse billig vorhanden sind oder Steinbrüche in der Nähe liegen. Dem bedeutenden Baustoffverbrauch steht jedoch entgegen die leichte Herstellungsweise, da die Steine keiner besonderen Bearbeitung bedürfen und ungelernte Arbeiter Verwendung finden können.

Die geböschten Bauwerke werden gewöhnlich aus Steinschüttungen hergestellt, doch kommen für kleinere Werke auch Sand und Faschinen in Frage.

Als letzte Form ist endlich die gemischte Bauweise zu erwähnen, die aus einem geböschten Unterbau und einem steilen Aufbau besteht. Ihr Anwendungsgebiet bilden hauptsächlich die großen Tiefen, wo der leicht auszuführende Unterbau die Herstellung erleichtert und die ungewöhnlich heftigen Seegängen ausgesetzten Orte, wo andere Methoden versagen.

In gewissen Fällen kann die Entscheidung zwischen den verschiedenen Bauweisen schwer zu treffen sein. Es müssen dann mehrere Entwürfe aufgestellt, veranschlagt und verglichen werden. Hierbei sind außer den erstmaligen Herstellungskosten die dauernden Unterhaltungskosten mit heranzuziehen. In dieser Beziehung sind die steilen Formen meist überlegen, da sie bei gediegener sorgfältiger Ausführung außer der Beseitigung etwaiger Sturmschäden nur geringe Unterhaltungskosten beanspruchen. Anders verhalten sich hier die geböschten Formen. Bei dem losen Verbande werden die einzelnen Steine durch die unaufhörlichen Erschütterungen gegeneinander gerieben, so daß sie allmählich glatt, rund und zerkleinert werden. Dadurch wird es den Wellen ermöglicht, sie aus dem Verbande zu reißen und fortzuführen. Infolgedessen werden die Böschungen flacher, wodurch die Gewalt der Wellen wächst, wenn nicht rechtzeitig Nachschüttungen erfolgen. Diese Erscheinungen machen bei den geböschten Formen in den meisten Fällen bedeutende Aufwendungen für die Unterhaltung erforderlich.

Baustoffe. Als Baustoffe für kleinere und geschütztere Verhältnisse kommen Faschinen, Holz und natürliche Steine mäßiger Größe in Betracht, für stärker ausgesetzte Lagen natürliche Steine jeder Größe und künstliche Blöcke. Namentlich letztere haben in neuerer Zeit ausgedehnte Verwendung gefunden, ihre Abmessungen sind immer größer geworden, nachdem man erkannt hat, daß die Bauwerke der Gewalt der Wellen um so besser widerstehen, je größere Masse die einzelnen Teile darbieten. Es haben zu Schüttungen und Abdeckungen Blöcke von 10, 50 und mehr Tonnen Gewicht in großer Zahl Verwendung gefunden, in einzelnen Fällen sind solche von 5000 bis 6000 t Schwere hergestellt worden (Bizerta), die größten sind wohl in Zeebrügge mit 9500 t Gewicht zur Ausführung gelangt. Zu den genannten Baustoffen tritt endlich noch der Beton in verschiedener Gestalt, in Form von Blöcken und Säcken oder von Schüttungen mit Kästen, Trichtern usw.

Die von den Baustoffen zu erfüllenden Eigenschaften sind in Bd. I, Kap. VII, S. 216 u. f. eingehend behandelt. In bezug auf die Anwendung von Holz und Faschinen sei noch besonders darauf hingewiesen, daß sie nur in holzreichen Ländern in Frage kommt und nur da, wo Holzschädlinge, wie Bohrwürmer usw., nicht vorkommen.

---

[1]) Vgl. a. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV, S. 64.

II. Bauliche Anordnung der Hafenaußenwerke.

Wie die bisherigen Ausführungen leicht erkennen lassen, sind die Verhältnisse, die für die bauliche Anordnung der Hafenaußenwerke in Betracht kommen, außerordentlich mannigfaltig, dementsprechend sind auch die Ausführungsformen so ungemein zahlreich, daß es schwer ist, sie in ein festes System zu bringen.

Für die nachstehende Behandlung der einzelnen Bauweisen ist eine Einteilung in erster Linie nach der Form, ob steil, geböscht oder gemischt, sodann nach den zur Verwendung gelangten Baustoffen, endlich nach der Belegenheit, ob in Nebenmeeren ohne Fluterscheinung oder in Hauptmeeren mit Fluterscheinung und auch nach der Beschaffenheit des Untergrundes vorgenommen worden.

A. Bauwerke mit steilen Seitenflächen.

a) Unter Verwendung von Holz und Faschinen.

An zahlreichen, weniger stark den Wellenangriffen ausgesetzten Orten verschiedener Nebenmeere, wie an den Küsten der Ostsee, des Schwarzen Meeres und der großen amerikanischen Seen, wo Holzschädlinge nicht auftreten, ist bis in die heutige Zeit bei dem Bau der Hafenaußenwerke Holz in Gestalt von

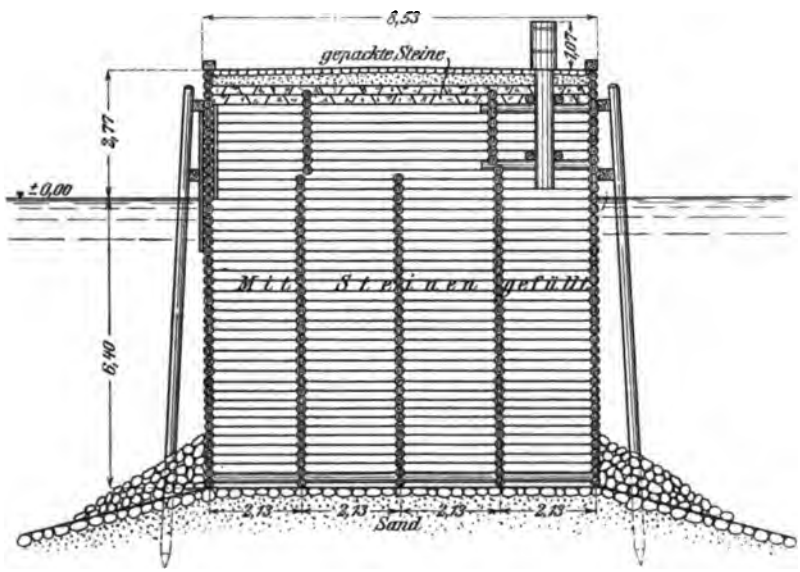


Abb. 2. Mole vom Baltischen Hafen in der Nähe von Reval. Beispiel für Verwendung von Steinkisten.

Balken, Pfählen und Faschinen zur Anwendung gelangt. Es handelt sich hierbei im allgemeinen auch nur um geringe Tiefen.

Die älteste, in neuerer Zeit mehr und mehr verschwindende Form der Bauwerke wurde aus sogenannten Steinkisten hergestellt.

Diese bestehen an den Außenseiten aus übereinandergelegten runden oder behauenen Holzstämmen, die durch Quer- und Längsverbindungen abgesteift, oft auch in einzelne Zellen geteilt wurden. Die Kisten mit oder ohne

Boden wurden meist am Lande hergestellt und schwimmend an den Bestimmungsort gebracht, wo sie durch Belastung mit Steinen versenkt wurden. Bisweilen erhielt der Untergrund vorher eine Befestigung durch eine Steinschüttung. Weiter wurden dann die Hohlräume mit Steinen ausgefüllt, so daß ein Körper entstand, der durch die Holzverbindungen zusammengehalten und durch die Steine mit genügendem Gewicht begabt, dem Angriff der Wellen Widerstand leisten konnte. Der obere Teil der Ausfüllung mußte aus besonders großen Steinen bestehen, da sie sonst leicht herausgeschlagen wurden.

Der Hauptwert der Bauweise liegt darin, daß es auf einfache Weise möglich ist, eine fest zusammenhängende Masse zu formen, bei der die Hauptarbeit an Land im Trocknen geleistet wird und nur ein kleiner Teil einfacher Verrichtungen für die Arbeit an der Wind und Wellen ausgesetzten Baustelle verbleibt.

Zwei Beispiele aus dem früher so holzreichen Rußland (Abb. 2 u. 3) erläutern die geschilderte Bauweise. Beide zeigen die Anwendung runder Hölzer in verschiedener Anordnung, namentlich in bezug auf die zur Längsversteifung

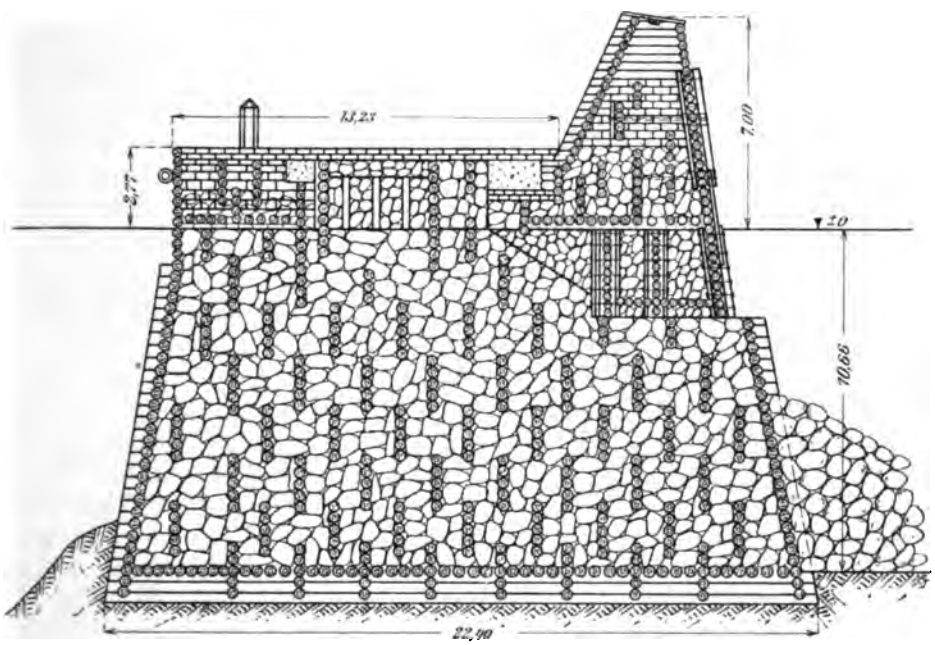


Abb. 3. Nordwellenbrecher in Reval. Beispiel für die Verwendung von Steinkisten.

angebrachten Hölzer. Bei beiden Beispielen ist die Oberfläche abgepflastert und mit Anbindepfosten versehen. Abb. 3, von dem großen Nordwellenbrecher in Reval stammend, zeigt wie der über Mittelwasser liegende Teil und die Brustwehr aus besonderen kleineren Steinkisten gebildet sind, wodurch der Vorteil erreicht wird, daß diese der Zerstörung durch die wechselnde Einwirkung von Luft und Wasser und durch den Angriff von Wellenschlag und Eisgang am meisten ausgesetzten Teile leicht erneuert werden können.

Alle nach diesen Mustern ausgeführten Beispiele haben den Nachteil, daß durch die Fäulnis der über Mittelwasser liegenden Hölzer die Verbände sich lockern und daß bei starkem Seegang einzelne Balken losgeschlagen werden und dann auch die Steine keinen genügenden Zusammenhang mehr haben. Diesem Übelstand wird bei neueren Ausführungen dadurch entgegengetreten, daß der über Mittelwasser befindliche Teil des Bauwerks nach genügend fester Lagerung und Zusammenrüttelung der Steine durch die Gewalt der Wellen aus Mauerwerk oder Beton hergestellt wurde. Ein Beispiel hierfür ist durch Abb. 4 wiedergegeben, welche den neueren Wellenbrecher des kleinen Hafens Nexö auf der Insel Bornholm darstellt. Da hier felsiger Untergrund vorhanden ist, wurden zunächst sorgfältige Peilungen ausgeführt und die Unterseite der Holzkisten genau der Gestaltung des Felsbodens angepaßt. Die versenkten Kisten wurden bis 10 cm unter Niedrigwasser mit großen Steinen ausgefüllt, darauf wurden die Seiten der Übermauerung aus an Ort und Stelle bearbeiteten in Zementmörtel und

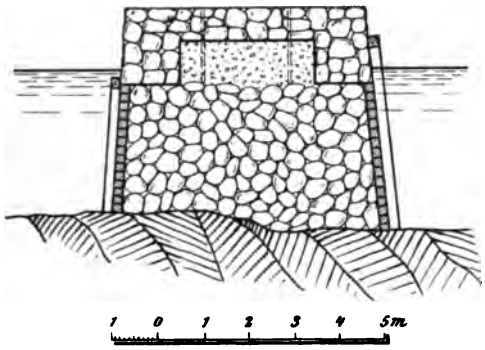


Abb. 4. Wellenbrecher in Nexö auf Bornholm. Beispiel für übermauerte Steinkisten.

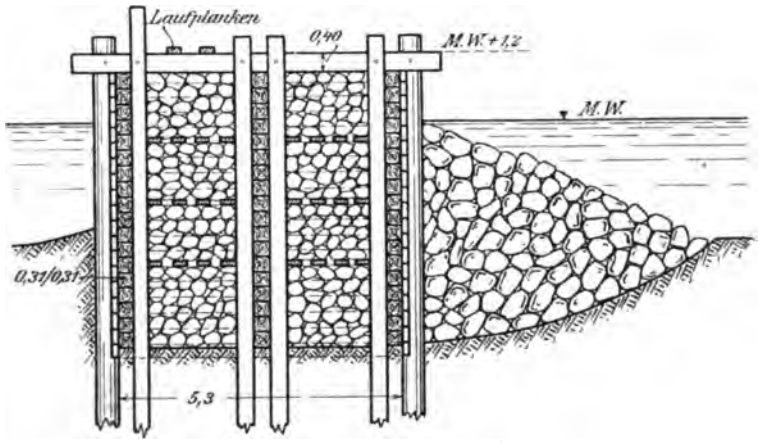


Abb. 5. Frühere östliche Mole in Stolpmünde. Steinkisten in Verbindung mit gerammten Pfählen.

Verband gelegten Steinen aufgeführt, der Zwischenraum mit kleineren Steinen ausgefüllt und eine Decke von bearbeiteten und in Zementmörtel verlegten Steinen aufgelegt. Der Fuß des Wellenbrechers wurde außerdem noch durch eine Steinschüttung geschützt.

Auch bei den älteren Molen der deutschen Ostseeküste sind Holzkisten vielfach verwendet worden, aber wegen der bedeutenden Unterhaltungskosten allmählich aufgegeben worden. Erwähnenswert ist, daß man, wie Abb. 5, eine Steinkiste der früheren östlichen Mole in Stolpmünde darstellend, zeigt,

durch die Holzkisten noch eine Anzahl von Pfählen gerammt hat, um die Verbindung mit dem Boden zu erhöhen; auch wurden hier mehrere Zwischenböden angeordnet, um die Kiste besser mit der Steinfüllung zu verbinden. An Stelle einer Abdeckung aus Steinen waren Laufplanken vorgesehen.

Größere Steinkisten werden auch heute noch in Amerika ausgeführt, dessen Holzreichtum die Anwendung dieser Bauweise gestattet, sie führen dort den Namen „crib work". Die Hölzer werden, wie Abb. 6, eine Mole von der Mündung des Huron-Flusses in den Erie-See, zeigt, stets in behauenem Zustand verwendet und durch zahlreiche eiserne Bolzen zusammengehalten. Der Holzkörper hört etwa 0,90 m unter Niedrigwasser auf und wird von da ab durch vier Reihen von Betonblöcken ersetzt, von denen je zwei durch einen größeren überdeckt werden und die Begrenzung der Steinfüllung bilden. Die Oberfläche ist durch eine schwache Betonschicht abgedeckt.

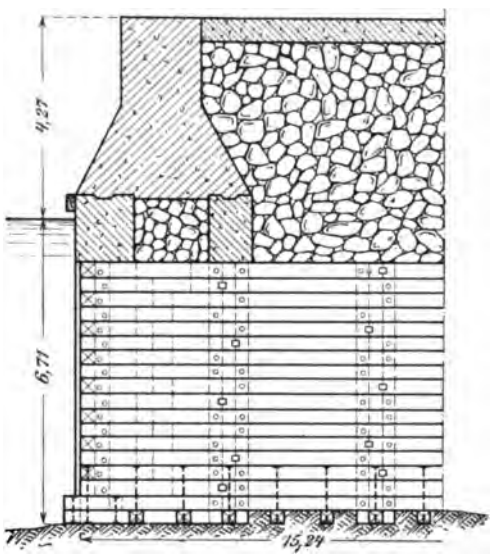


Abb. 6. Mole am Huron.
Beispiel für Steinkiste aus behauenen Hölzern und massivem Oberbau.

Der Ersatz des oberen vergänglichen Teiles durch eine massive Bauweise ist auch in großem Umfange bei den Wellenbrechern des Hafens Beach am Huron-See vorgenommen worden, wie Abb. 7 dartut. Die Holzkörper wurden 0,60 m unter dem gewöhnlichen Wasserspiegel abgeschnitten und durch einige Bohlen überdeckt, danach wurden in Längs- und Querreihen Betonblöcke versetzt, der Zwischenraum mit Steinen ausgefüllt und auf dieser Unterlage ein mit einer Brustmauer versehener Betonkörper an Ort und Stelle hergestellt. Die Betonüberdeckung erfolgte in Stücken von rund 7,6 m Länge, und zwar wurde immer ein Stück um das andere ausgeführt, so daß stumpfe Fugen entstanden, die die Bildung wilder Risse bei etwaigen Sackungen des Unterbaues verhüten sollen.

Im großen und ganzen wird die Anwendung der geschilderten Bauweisen auf untergeordnete Fälle von geringerer Bedeutung beschränkt bleiben, da man auch für Orte, wo die Anwendung des Holzes als Baustoff zulässig und geboten erscheint, bessere Bauweisen ersonnen hat. Ehe auf diese näher eingegangen wird, möge noch erwähnt werden, daß der in der Verwendung der Steinkisten liegende Baugedanke auch ins Neuzeitgemäße übersetzt werden kann, indem an Stelle der Holzkisten solche aus Eisenbeton treten; auch kann die Steinfüllung durch Beton ersetzt werden, so daß schließlich eine Anordnung entsteht, die stärkeren Angriffen trotzen kann und auch da möglich ist, wo die Anwendung von Holz nicht zulässig ist.

Ein derartiges Beispiel für die Verwendung von Eisenbetonkisten an Stelle der Holzkisten ist am Michigan-See in Nordamerika bei der Stadt Algoma vorgekommen;[1]) des schlechten Untergrundes wegen wurden dort die Schwimmkörper noch auf Pfähle gestellt, die wenig über dem Grund abgeschnitten waren.

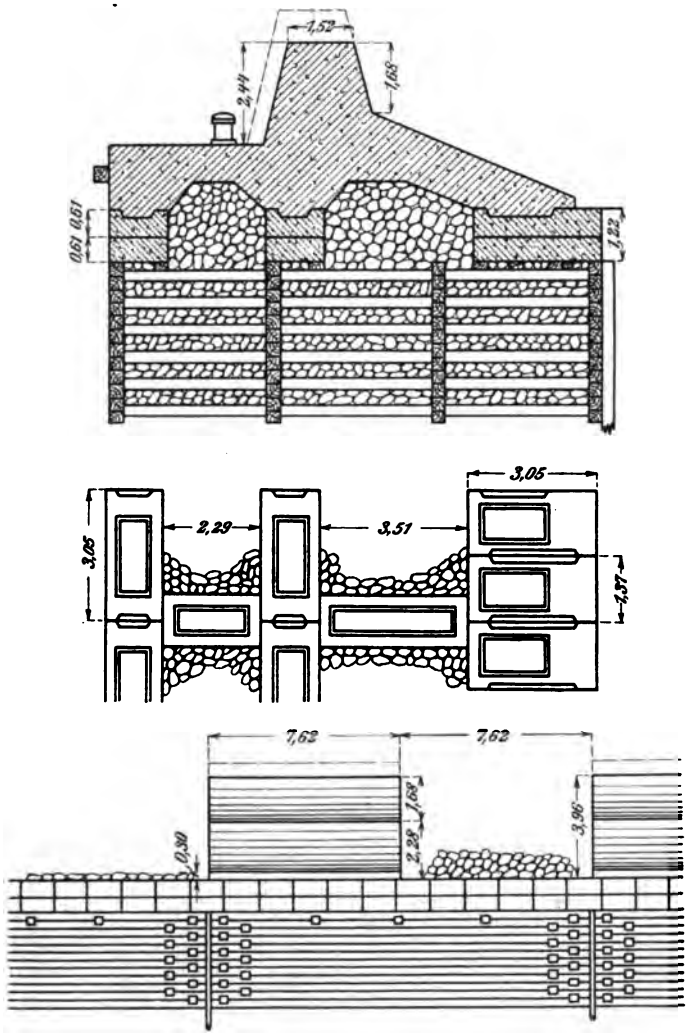


Abb. 7. Mole bei Beach am Huronsee.
Querschnitt, Grundriß und Ansicht, letztere mit der stückweis hergestellten Betonabdeckung.
Beispiel für Steinkiste mit massivem Überbau.

Eine weitere umfangreiche Gruppe von Molen unter Verwendung von Holz bilden die Pfahlwandmolen, bei denen der Molenkörper aus zwei Reihen von dicht bei dicht gerammten starken Pfählen besteht, die durch Längsholme und Queranker verbunden, einen Hohlraum einschließen, der mit Steinen ausgefüllt wird. Auch hier gewährt wie bei den Steinkisten das Holzwerk dem Bau den festen Zusammenhang, während die Steine das nötige Gewicht hergeben. Bei der Ausfüllung wird Sorge getragen, daß die größten Steine an die Außenseite kommen, damit sie nicht durch die Pfahllücken hindurchgerissen werden können. Bei einzelnen Beispielen ist auch der Boden zwischen den Pfahlwänden vor der Ausfüllung mit einer Faschinenlage bedeckt worden, um das Einsanden der Steine zu verhindern. Diese um die Mitte des vorigen Jahrhunderts in Deutschland auf Anregung von Gotthilf Hagen zur Einführung gelangte Bauweise hat heute an den Küsten der Ostsee vielfache und erfolgreiche Anwendung erfahren, so daß sie, wenn sie auch in Rußland

[1]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV, S. 69, Abb. 184 und Zement u. Beton 1909, S. 177 u. f.

und in abgeänderter Form in England ausgeführt worden ist, den Namen Deutsche Molenbauweise verdient.

Wegen ihrer Wichtigkeit für deutsche Verhältnisse werde nachfolgend eine Reihe von Beispielen gebracht, die die Entwicklung dieser Bauweise für kleine und große Häfen in verschiedener Ausbildung zeigen. Es ist leicht einzusehen, daß die Pfahlwandmolen je nach der Wassertiefe und der Belegenheit des Hafens verschieden stark ausgeführt werden müssen. Hierfür ist in erster Linie die Breite in Mittelwasserhöhe bestimmend, die bei den deutschen Ausführungen zwischen 1,75 m und 9 m schwankt, abgesehen von den Verstärkungen an den Molenköpfen. In zweiter Linie wechselt mit der Tiefe die Länge der Pfähle und damit ihr mittlerer Durchmesser von etwa 0,30 bis 0,40 m und mehr. Von der Breite hängt ferner die Ausführungsweise ab, insofern als bei geringen Breiten ein besonderes, das Bauwerk umhüllendes Rammgerüst hergestellt werden muß, von dem aus die beiden geneigten Pfahlreihen geschlagen werden, während es bei den breiteren Molen möglich ist, die Gerüstpfähle zwischen den äußeren

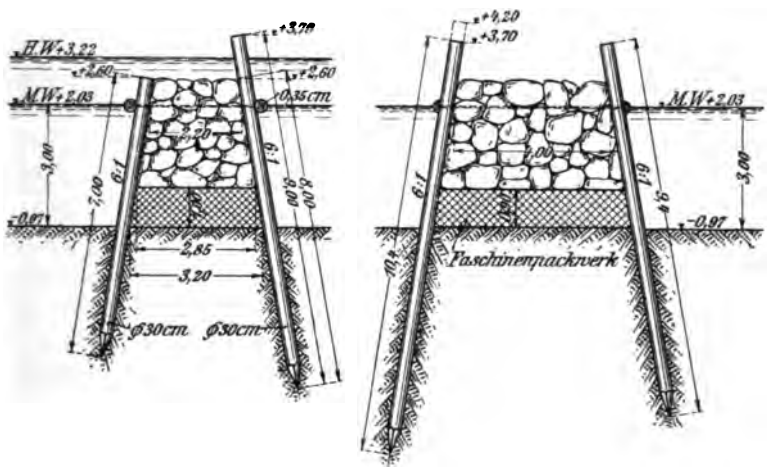


Abb. 8. Molen vor der Dievenow-Mündung, links Westmole, rechts Ostmole. Beispiel für kleinere Pfahlwandmolen.

Pfahlreihen anzuordnen. Im ersteren Falle wird das Gerüst immer entfernt, im letzteren dagegen bleibt es in der Regel, da es nach dem Rammen auch noch als Fördergerüst für die Füllsteine dient, stehen und wird ein Teil des Bauwerks; daher finden wir bei den meisten größeren Beispielen außer den beiden äußeren Pfahlreihen im Innern der Molenkörper noch mehrere lotrechte Pfahlreihen.

Eine kleinere Ausführung zeigt Abb. 8 an den bei der Festlegung der Dievenow-Mündung hergestellten Molen. Bei der Westmole betrug die Breite in Mittelwasserhöhe 2,20 m, bei der Ostmole dagegen 4 m. Die Pfahlreihen sind in einer Neigung von 6 : 1 gerammt, sie bestehen aus Pfählen von 0,30 m mittlerer Stärke, ihre Köpfe liegen im allgemeinen 0,57 m über M.W., nur einzelne Pfähle ragen über H.W. empor, um die Lage der Mole bei H.W. kenntlich zu machen, und Schiffe am Hinauftreiben zu verhindern. Die bei der Westmole aus ganzen bei der Ostmole aus gespaltenen Rundhölzern be-

stehenden Holme liegen in M.W.-Höhe und werden in Abständen von im Mittel 2,50 m durch Anker zusammengehalten.

Die Ausfüllung besteht im unteren Teile aus einer etwa 1 m hohen Faschinenpackung und darüber aus Granitfindlingen bis zur Höhe der Pfahlköpfe.

Besondere Schwierigkeit bietet bei den Pfahlwandmolen die Herstellung der Molenköpfe. Würde man diese rund ausbilden, so würden die einzelnen Pfähle oben enger und unten so weit auseinander stehen, daß die Steine bei starkem Seegang hindurchgezerrt werden könnten. Aus diesem Grunde hat man den Molenköpfen in der Regel eine eckige Form gegeben, wie Abb. 9 von der Westmole bei Dievenow zeigt.

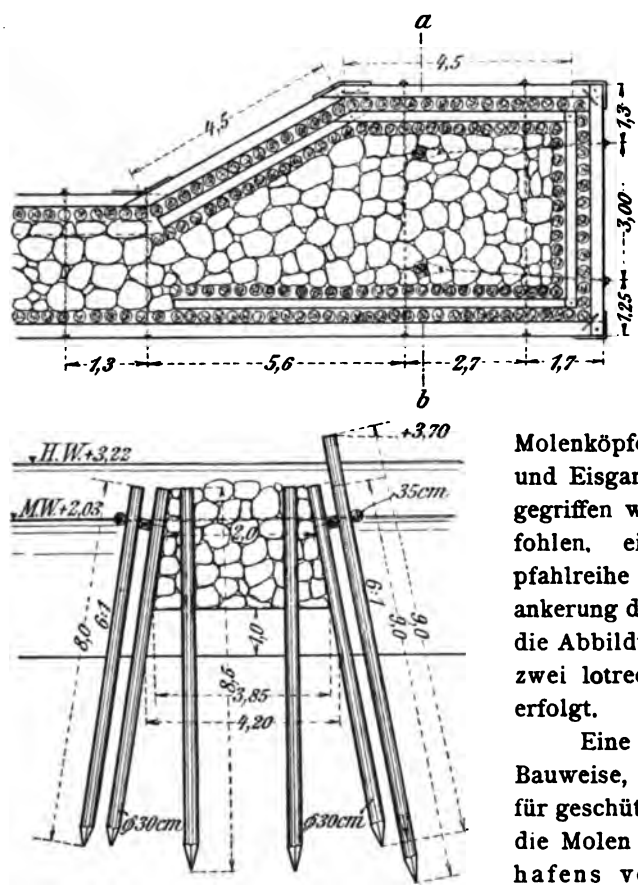


Abb. 9.
Kopf der Westmole an der Dievenow-Mündung, Grundriß und Querschnitt.
Beispiel für eckige Kopfverstärkung.

Da außerdem die Molenköpfe durch Wellen, Strömung und Eisgang besonders heftig angegriffen werden, hat es sich empfohlen, eine besondere Schutzpfahlreihe anzuordnen. Die Verankerung der Abschlußwand ist, wie die Abbildung erkennen läßt, gegen zwei lotrechte eingerammte Pfähle erfolgt.

Eine weitere Entwicklung der Bauweise, wenn auch immer noch für geschütztere Verhältnisse, zeigen die Molen des kleinen Fischereihafens von Hela, dessen Westmolenquerschnitt Abb. 10 darstellt. Die Breite des Molenkörpers wächst hier von 1,75 m bei der geschützt liegenden Ostmole bis auf 3,50 m bei der in 2,60 m Wassertiefe führenden Westmole an. Der untere Teil unterscheidet sich von dem vorigen Beispiel nur dadurch, daß die Faschinenpackung noch über den eigentlichen Molenkörper nach beiden Seiten hervortritt, wodurch der Gefahr der Unterspülung vorgebeugt wird, und dadurch, daß die Pfähle mit einer Neigung 4 : 1, wie sie am meisten üblich ist, gerammt sind. Der Oberbau ist insofern weiter ausgestaltet, als einzelne längere Pfähle zur Bildung einer hölzernen Laufbrücke benutzt wurden, deren Einzelheiten die Abbildung erkennen läßt. Diese Anordnung war deshalb nötig, weil an

der Innenseite der Mole Fischerboote und kleinere Dampfer anlegen sollten; zu dem Zweck sind noch im Abstande von je 4 m besondere verankerte Reibpfähle eingetrieben worden.

Von den Einzelheiten ist hervorzuheben die gute Befestigung der Holme durch oben und unten angebrachte Knaggen und ferner, daß die den Fußweg bildenden Latten, abgesehen von den Auflagerflächen an der Unterseite, dreikantig gestaltet wurden, damit sie dem Seegang möglichst wenig Widerstand darbieten sollten.

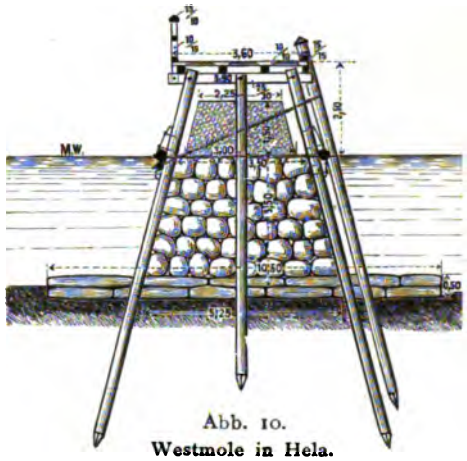


Abb. 10.
Westmole in Hela.
Beispiel für Pfahlwandmole mit Faschinenunterlage, Betonblockbelastung und Laufsteg.

Die Ausfüllung geschah bis M.W. mit bis zu 1 cbm großen Steinen, darüber wurde aus Beton eine Reihe von Belastungsblöcken hergestellt, die 0,25 bis 0,50 m gegenseitigen Abstand hatten, damit sie etwaigen Setzungen der Steinfüllung ohne Schwierigkeit folgen konnten.

Zu beachten ist bei der vorstehenden Ausführung, daß die oberen Holzteile von etwa 0,30 m über M.W. ab vergänglich sind, während die darunterliegenden als fast unvergänglich angesehen werden können. Man muß daher bei den Molen in Hela damit rechnen, daß die Laufbrücke in bestimmten Zeitabschnitten erneuert werden muß.

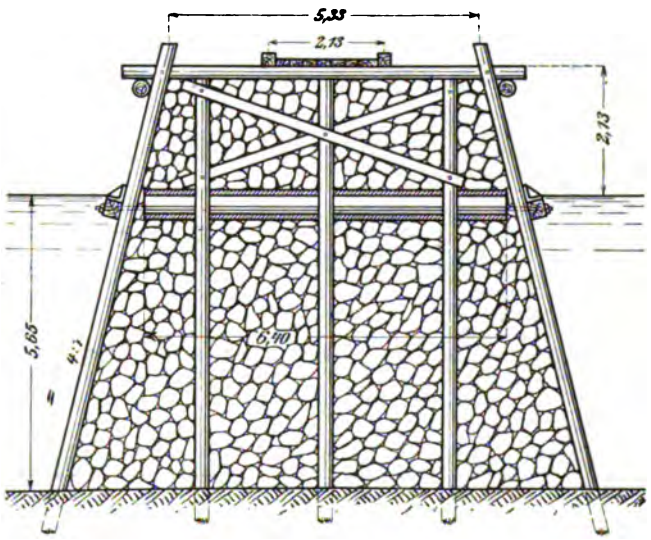


Abb. 11. Mole Ograditelny in Libau.
Beispiel einer Pfahlwandmole.

Bei der durch Abb. 11 dargestellten Mole Ograditelny aus dem inneren Teile des russischen Hafens von Libau sind alle Pfähle bis über H.W. geführt, auch ist die Steinfüllung bis zur ganzen Höhe der Pfahlwände hergestellt worden. Die Pfahlköpfe sind am oberen Ende noch einmal durch Zangen verbunden, auf denen ein 2,13 m breiter Laufsteg ruht. Man betrachtet hier den oberen vergänglichen Teil nur als vorläufig und beabsichtigt, ihn später, wenn die Holzteile verrottet sind, etwas über M.W. abzuschneiden und durch Mauerwerk zu ersetzen, wie es die weiter unten gegebenen

Beispiele zeigen werden. Der Vorteil dieses Vorganges besteht darin, daß die erste Herstellung billiger und doch schon von Anfang an voller Schutz gewährt wird, sodann aber auch darin, daß die Steinschüttung reichlich Zeit hat, durch den Wellenschlag zusammengerüttelt und fest gelagert zu werden, ehe die Übermauerung hinaufkommt.

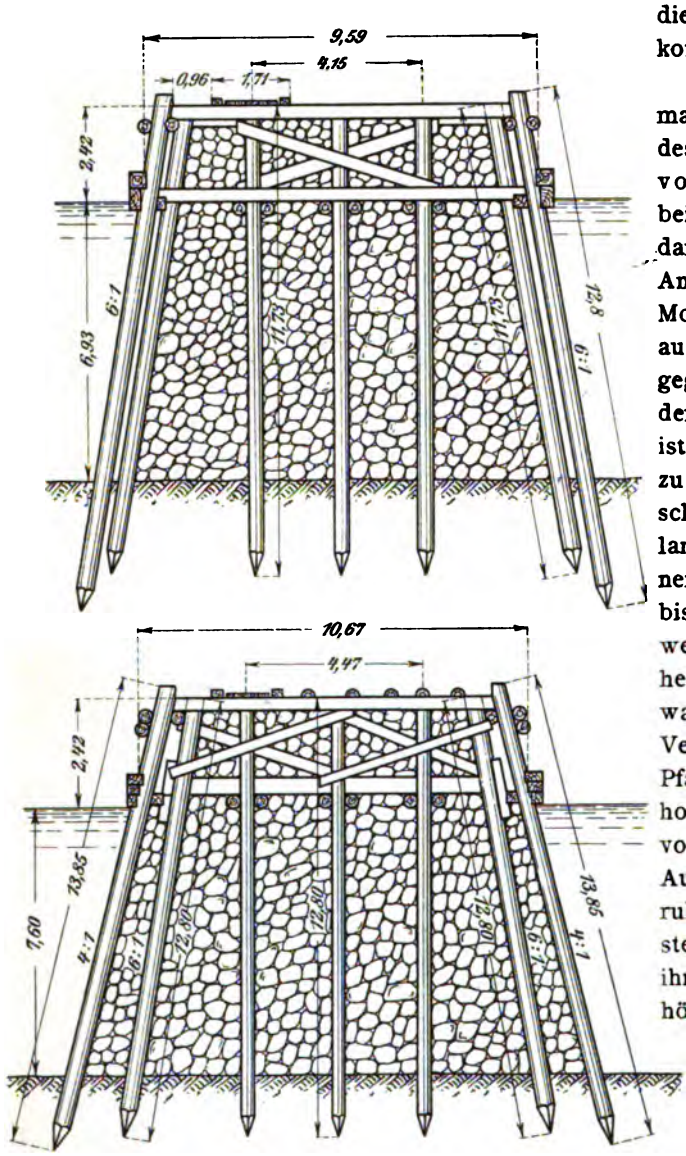


Abb. 12. Molen in Windau.
Beispiel für russische Pfahlwandmolen, oben regelrechter Querschnitt, unten verstärkter Querschnitt in der Nähe des Kopfes.

In ähnlicher Weise ist man auch bei den Molen des russischen Hafens von Windau vorgegangen, bei denen die durch Abb. 12 dargestellte Anordnung zur Anwendung gelangte. Die Molen haben vom Lande aus den links wiedergegebenen Querschnitt, bei dem die Pfahlneigung 6 : 1 ist. Nach den Molenköpfen zu ist ein verstärkter Querschnitt zur Ausführung gelangt mit einer Pfahlneigung 4 : 1. Als von den bisherigen Formen abweichend, sind hervorzuheben, die größere Zahl wagerechter Holme, die Verbindung der lotrechten Pfahlreihen durch Doppelholme und die Anordnung von Diagonalverstrebungen. Auf den oberen Zangen ruht wiederum ein Laufsteg, außerdem sind mit ihnen gespaltene Rundhölzer verbolzt, die das Herausschlagen von Steinen durch den Wellenschlag verhüten sollen. Auch bei diesen Molen soll der obere Teil später durch Mauerwerk ersetzt werden.

Die Billigkeit der Pfahlwandmolen hat ihnen auch in England zur Einführung in solchen Fällen verholfen, wo man zunächst abwarten wollte, ob der betreffende Hafenort auch Entwicklung hat, ohne vorher große Mittel hineinstecken zu müssen. Ein Beispiel der in Great Yarmouth, Blyth,

Dover, Port Elizabeth und an anderen Stellen zur Ausführung gelangten Anordnung zeigt Abb. 13. Bei diesen Ausführungen wurden beschlagene Pfähle verwendet, die, sämtlich lotrecht gestellt sind und in den Außenwänden rd. 0,76 m Abstand von Mitte zu Mitte hatten. In Entfernungen von je 3,05 m sind Querjoche vorgesehen, deren Verband aus alten Stuhlschienen gebildet wurde. Auf den Jochen ruht in der ganzen Breite der Mole ein hölzerner Laufsteg. Hervorzuheben ist, daß die Pfahlwand auf der Hafenseite mit Ausnahme der Jochpfähle dicht über H.W. abgeschnitten wurde und daß die Steinfüllung an den Pfahlwänden aus besonders großen Steinen gepackt und nur der Innenraum geschüttet wurde.

Während die beschriebene, englische Form in allen ihren Teilen nur vorläufige Bedeutung hat, da ihre Zerstörung durch die Bohrwürmer nur eine

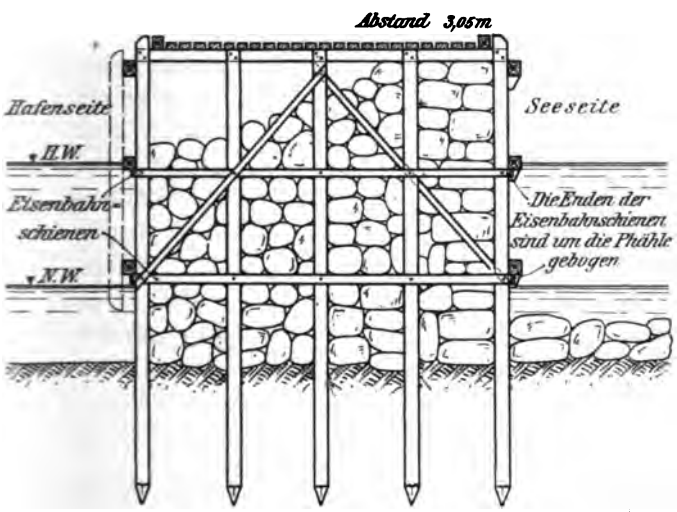


Abb. 13. Mole in Great Yarmouth.
Beispiel einer englischen Pfahlwandmole mit Verankerungen aus Eisenbahnschienen.

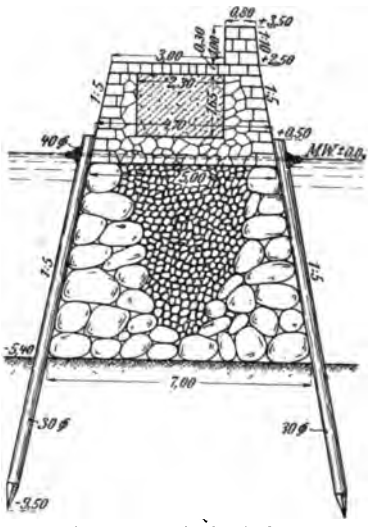


Abb. 14. Mole in Saßnitz.
Beispiel einer kleinen Pfahlwandmole mit massivem Überbau.

Frage der Zeit war und sie später völlig ersetzt werden sollte, lag bei den deutschen Molen das Bestreben vor, sie so auszugestalten, daß sie eine unbegrenzte Dauer erhielten.

Zu dem Zweck wurde der über M.W. liegende Teil, nachdem die Steinschüttung mehrere Winter hindurch dem Angriff der Stürme ausgesetzt gewesen und gehörig zusammengerüttelt war, durch einen Mauerwerkskörper vervollständigt, dessen Inneres der Kostenersparnis wegen mit Beton ausgefüllte Aussparungen erhielt. Nach der Seeseite zu gewährte in den meisten Fällen eine Brustmauer den auf der Mole verkehrenden Personen Schutz gegen übergehende Spritzer.

Ein Beispiel einer solchergestalt ausgeführten Mole zeigt der durch Abb. 14 wiedergegebene Querschnitt der Molenverlängerung in Saßnitz mit einer Pfahlneigung von 5 : 1; an demselben ist ferner eine der oben ge-

schilderten englischen Mole ähnliche Herstellung der Steinfüllung beachtenswert.[1])

Um die Queranker, die meist aus verzinktem Eisen gewählt werden, erneuern zu können, werden sie vor Aufbringung der Übermauerung mit einem oben und an den Seiten geschlossenen, unten aber offenen Ankerkasten überdeckt.

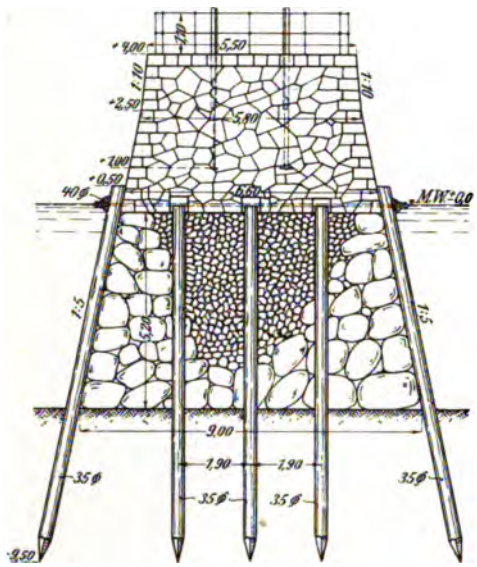


Abb. 15. Mole in Saßnitz. Querschnitt durch den Molenkopf.

Da die Ausbildung der Molenköpfe besondere Aufmerksamkeit erfordert, ist von diesem Beispiel durch Abb 15 u. 16 der Molenkopf in Querschnitt und Grundriß zur Darstellung gebracht worden. Die Mole verbreitert sich durch Einschaltung eines 6,70 m langen Übergangsstückes um 2 m und hat einen quadratischen Kopf erhalten. Das Übergangsstück ist durch eine Pfahlreihe abgeschlossen, die einen Holm zur Aufnahme der Anker der Abschlußwand trägt. Zur Besichtigung der Ankerköpfe sind in dem Mauerwerk durch eiserne Platten abgedeckte Einsteigeschächte vorgesehen. An den Ecken sind die wagerechten Holme durch kräftige Eisenschienen verbunden.

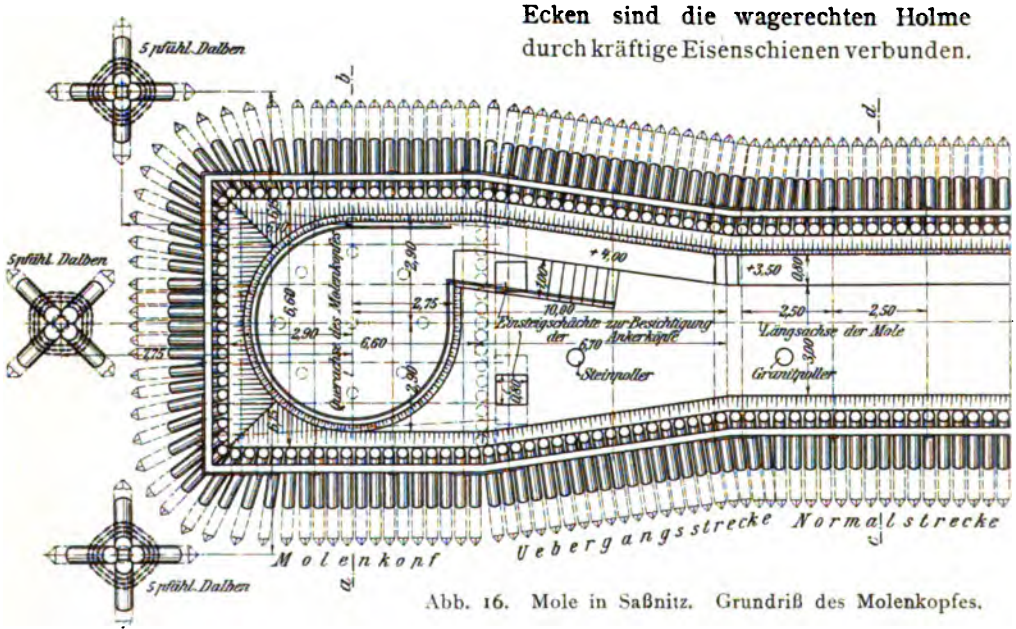


Abb. 16. Mole in Saßnitz. Grundriß des Molenkopfes.

Eine besondere Widerstandskraft erhält der Molenkopf dadurch, daß der Mauerwerkskörper sich bis 4 m über M.W. erhebt. Den Zugang vermittelt

[1]) Näheres auch Zeitschrift für Bauwesen 1913, S. 287.

eine im Schutz der allmählich bis zu derselben Höhe ansteigenden Brustmauer angelegte Treppe von 7 Stufen. Den Verkehr auf der Treppe und der Plattform sichert ein eisernes Geländer.

Den Beschluß dieser Beispielreihe bilde ein größerer Molenbau aus neuerer Zeit, der Besonderheiten in der Ausbildung des Kopfes zeigt. Es ist dies die Südermole in Memel, die, wie der regelrechte Querschnitt in Abb. 17 erläutert, in ihrer Bauweise von den bisherigen Beispielen nur durch die erheblich größeren Abmessungen abweicht, indem die Breite in M.W.-Höhe zwischen den Pfahlwänden 8,93 m betrug und 13 bis 16 m lange Pfähle von 0,42 m mittlerem Durchmesser Verwendung fanden. Die Abbildung zeigt ferner die Anordnung während des Baues und für die Zeit bis zur festen Lagerung und der Aufbringung der Übermauerung. Die 4 inneren Pfahlreihen tragen auf Längsschwellen die Schienen für die Rammen und die Fördergleise, der sie verbindende Holm ist mit je zwei höher geführten Pfählen der Wand verbolzt worden, ferner sind die über M.W. angebrachten vorläufigen Gurtungen erkennbar. In diesem Zustand ist die Mole mehrere Jahre sich selbst überlassen worden, erst vor kurzem hat die endgültige Fertigstellung durch Herstellung der Übermauerung begonnen.

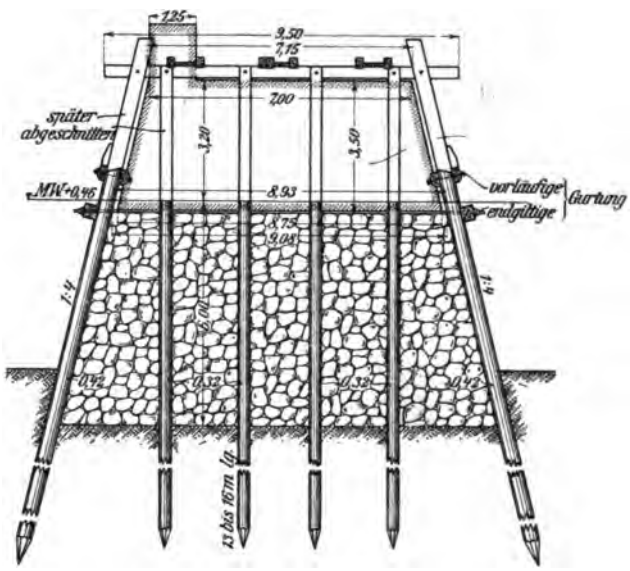


Abb. 17 Südermole in Memel.
Beispiel einer größeren Pfahlwandmole.

Für die Bauweise der Wände des Kopfes sind die verschiedensten Möglichkeiten erwogen worden, schließlich fiel die Entscheidung doch für die Beibehaltung der bei der Mole angewandten Bauweise; hierfür sprachen in erster Linie die an Ort und Stelle vorhandenen Untergrundverhältnisse. Der Baugrund bestand von der 8 bis 9 m tiefen Sohle an bis 10 m unter M.W. aus feinem, fest abgelagertem Sand, darunter aus einer 2 m starken Kiesschicht und von 12 bis 12,5 m Tiefe unter M.W. an aus sehr festem Ton. Bei heftigen Stürmen ist anzunehmen, daß der Meeresgrund an der Baustelle des Molenkopfes bis auf die Tonschicht freigewühlt wird, eine Annahme, die sich als zutreffend erwies und daher für die Gründungstiefe maßgebend war. Der Molenkopf sollte ferner so hergestellt werden, daß eine spätere Verlängerung ohne Schwierigkeit und ohne große Kosten möglich wäre, daß er aber auch unter Umständen dauernd als standsicher angesehen werden konnte. Es wurde daher von einer Verbreiterung der Mole Abstand genommen und der Abschluß zunächst dadurch hergestellt (Abb. 18), daß im Abstand von 10 m zwei

Querwände gerammt wurden, die gleichzeitig als Ankerwände dienen; 5,5 m davor wurde noch eine dritte dichtere Wand hergestellt, die verhindern sollte, daß während der Ausführung der Stirnwand Steine aus dem Molenkörper

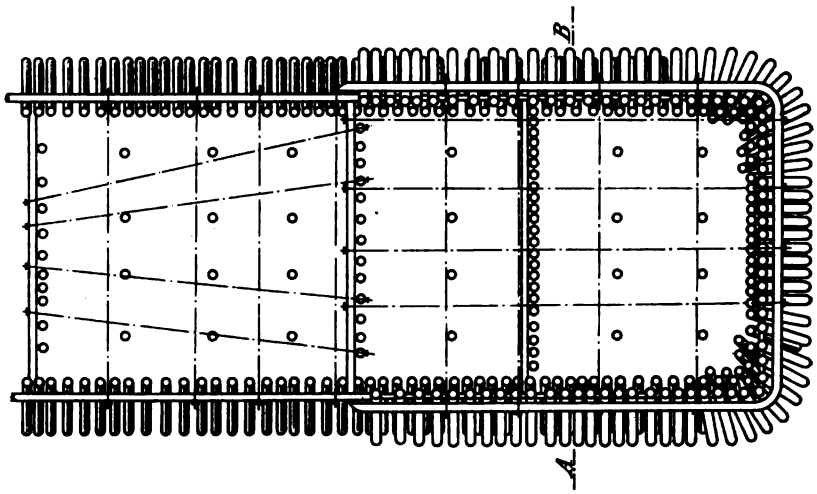


Abb. 18. Südermole in Memel.
Ausbildung des Kopfes, Zwischenwände und Verankerung, Verstärkung durch eiserne Pfähle.

vorrollen konnten. Endlich wurde 8 m vor dieser Wand die Stirnwand eingeschlagen, wobei die vorderen Ecken noch durch eine Anzahl dahinter gerammter Pfähle besonders dicht hergestellt wurden (vergl. Abb. 18). Die Pfähle in der Nähe des Kopfes reichen mit ihrer Spitze 16 m unter M.W., stehen mithin 3,5 bis 4,0 m in dem festen Ton. Die Stirnwand und die Längswände erhalten bis zur Einbringung der endgültigen Anker kurz vor der Übermauerung die in Abb. 17 erkennbaren vorläufigen Verankerungen. Um einen zu großen Druck auf die Stirnwand vor der endgültigen Verankerung zu vermeiden, wurde die Kopfausfüllung nur 3 bis 4 m unter M.W. hochgeführt. In dieser Verfassung hat der Molenkopf mehrere Jahre hindurch die stärksten Stürme unbeschädigt ausgehalten. In eigenartiger Weise ist bei diesem Molenkopf eine weitere Schutzwand aus eisernen Pfählen ausgeführt worden, da zu besorgen war, daß die hölzernen Pfähle auf die Dauer den nagenden Wirkungen der Wellen, der Strömungen und des Eises nicht standhalten würden. Diese Kopfverstärkung umfaßt die Stirnseite und die Längsseiten auf 12 m Länge. Die eisernen Pfähle bestehen aus geschweißten Rohren von 0,40 m lichtem Durchmesser und 10 mm Wandstärke (Abb. 19); an den Enden erhielten sie Verstärkungen, damit sie den Angriffen beim Einrammen besser Widerstand leisten konnten. Ihre Länge betrug auf der Stirnseite und auf je 4 m an den Seiten 19,3 m, sonst 17,3 m, so daß die Rohre

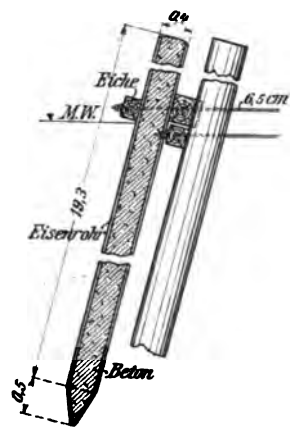


Abb. 19. Südermole in Memel.
Eiserner Schutzpfahl.

an der Stirnwand und ihren Anschlüssen bis 18 m unter M.W. und 5,5 m in den festen Ton reichten, vergl. Abb. 20 u. 21, die Vorder- und Seitenansicht des Molenkopfes vor der Aufmauerung darstellen.

Vor der Einbringung der Rohre wurden die betreffenden Stellen durch Bagger und Taucher von Steinen und anderen Hindernissen gereinigt; die Rohre wurden darauf mit einem 1,3 t schweren Bär eingetrieben, wobei zur Unterstützung gleichzeitig der Ton im Inneren durch Bohrer entfernt wurde. Bei dem späteren Auspumpen der Rohre zeigte sich, daß der Tonboden sie vollkommen abdichtete, so daß die Betonfüllung trocken eingebracht und festgestampft werden konnte. Die eisernen Pfähle wurden darauf verholmt und verankert. Obwohl die Verankerung des Kopfes nur eine vorläufige ist, hatder Molenkopf seither viele starke Stürme ohne jede Beschädigung und Bewegung ausgehalten.

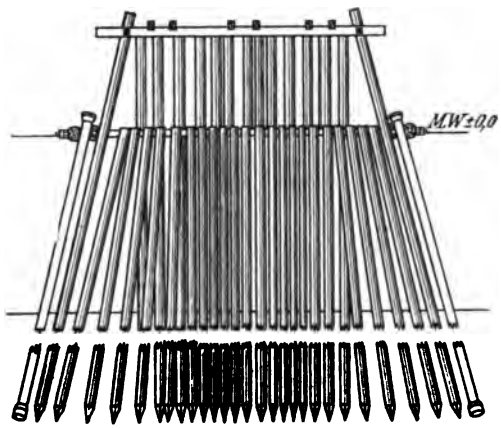


Abb. 20.

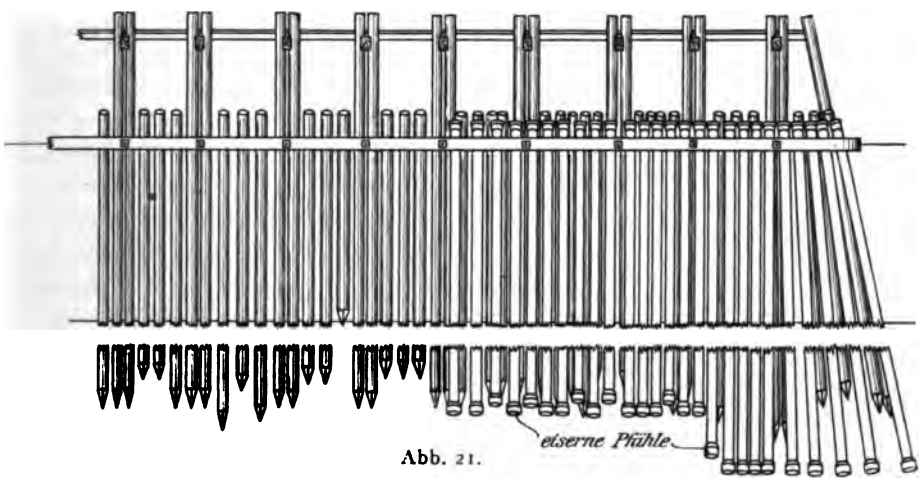


Abb. 21.

Abb. 20 u. 21. Südermole in Memel.
Seiten- und Vorderansicht des durch Eisenpfähle verstärkten Kopfes.

Der in Memel mit den eisernen Pfählen erzielte gute Erfolg gab Veranlassung, davon auch bei der Wiederherstellung des Nordermolenkopfes in Pillau Gebrauch zu machen.

Aus dem letzten Beispiel geht zur Genüge hervor, daß die Pfahlwandbauweise bei entsprechender Verstärkung der Köpfe auch für starkem Seegang ausgesetzte Stellen geeignet ist.

In ähnlicher Weise, jedoch zum Teil mit anderer Ausbildung der Köpfe, auf die später noch zurückgekommen wird, sind die Westmolen in Neufahr-

wasser, Swinemünde, beide Molen in Stolpmünde, Rügenwaldermünde usw. ausgeführt worden.

Hervorzuheben ist bei allen diesen Ausführungen, daß sie, obgleich sie zu der steilen Molenform gehören, sämtlich auf mehr oder weniger losem Untergrund errichtet wurden. Ihr unverändertes Bestehen zeigt einmal die günstige Wirkung der steilen Form auf die Abweisung des Seeganges und außerdem, daß bei den hier in Betracht kommenden Orten die Wirkung der Wellen nach unten nicht stark genug ist, um sie zu unterspülen. Ihre Anwendung läßt sich daher nicht ohne weiteres verallgemeinern, sondern muß auf die dafür geeigneten Orte beschränkt bleiben.

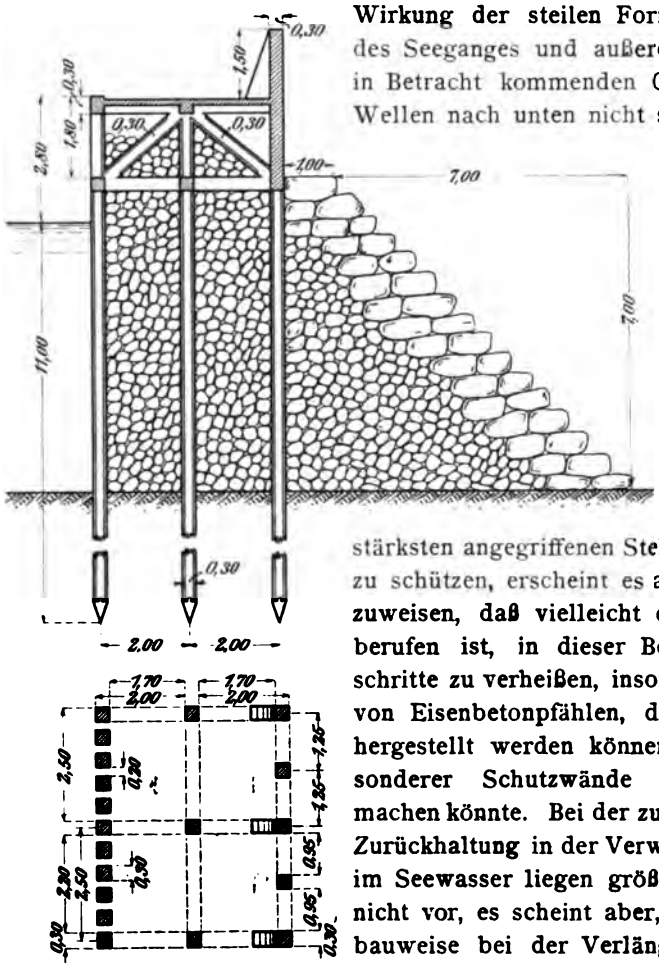


Abb. 22.
Mole des Hafens Corsini in Ravenna. Beispiel für Anwendung des Eisenbetons bei Pfahlwandmolen.

Hinsichtlich der aus vorigem erkannten Bemühungen, die Holzpfähle an den am stärksten angegriffenen Stellen gegen Zerstörungen zu schützen, erscheint es angemessen, darauf hinzuweisen, daß vielleicht die Eisenbetonbauweise berufen ist, in dieser Beziehung weitere Fortschritte zu verheißen, insofern als die Anwendung von Eisenbetonpfählen, die in beliebiger Stärke hergestellt werden können, die Hinzufügung besonderer Schutzwände vielleicht entbehrlich machen könnte. Bei der zur Zeit noch bestehenden Zurückhaltung in der Verwendung von Eisenbeton im Seewasser liegen größere Ausführungen noch nicht vor, es scheint aber, als ob die Pfahlwandbauweise bei der Verlängerung der Molen des Hafens Corsini bei Ravenna als Vorbild gedient hat.[1]) Abb. 22 zeigt die dort zur Ausführung gelangte Anordnung, bei der die Pfähle und die Verbindungsteile aus Eisenbeton bestehen. Durch die davor geschütteten Steine wird allerdings die Form der steilen Molen verlassen, es ist aber klar, daß auch unter Beibehaltung der Form der Pfahlwandmolen nach den obigen Beispielen ein Ersatz der Pfähle und Verbindungen aus Eisenbeton erfolgen kann.

Die Reihe der Pfahlwandmolen sei durch ein Beispiel geschlossen, das bei dem Umbau des Kieler Kriegshafens in den Jahren 1886 bis 1888 zur Aus-

[1]) Giornale del Genio Civile 1909, S. 387, Taf. 22, Abb. 10.

führung gelangte und von G. Franzius im Handbuch der Ingenieurwissenschaften ausführlich beschrieben wurde.[1]) Die dort vorliegende Schwierigkeit bestand in der schlechten Beschaffenheit des Untergrundes, da der tragfähige Grund erst in 10 bis 25 m Tiefe unter M.W. anzutreffen war (Abb. 23). Um die großen Kosten zu vermeiden, die bei einer Gründung bis zu dieser Tiefe entstanden wären, wurde die über dem festen Untergrund liegende Schlammschicht durch eine mit Baggerprämen aufgebrachte, bis 6 m unter M.W. reichende Sandschüttung nach Möglichkeit verdrängt bezw. zusammengepreßt. Auf die Sandschüttung kamen zur Druckverteilung und zur Verhinderung von Unterspülungen 1 m starke und 20 m breite mit Sand belastete Faschinen-Sinkstücke. Durch den so vorbereiteten Baugrund wurden in üblicher Weise mit Schwimmrammen zwei wenig über M.W. reichende Pfahlwände in einer Neigung von 8 : 1 eingetrieben, mit wagerechten alten Eisenbahnschienen verankert und mit Granitfindlingen ausgefüllt. Da nun aus besonderen Gründen die Vollendung der Mole sehr beschleunigt werden mußte, so konnten etwaige Versackungen nicht abgewartet werden, vielmehr mußte mit der Aufbringung des Überbaues so-

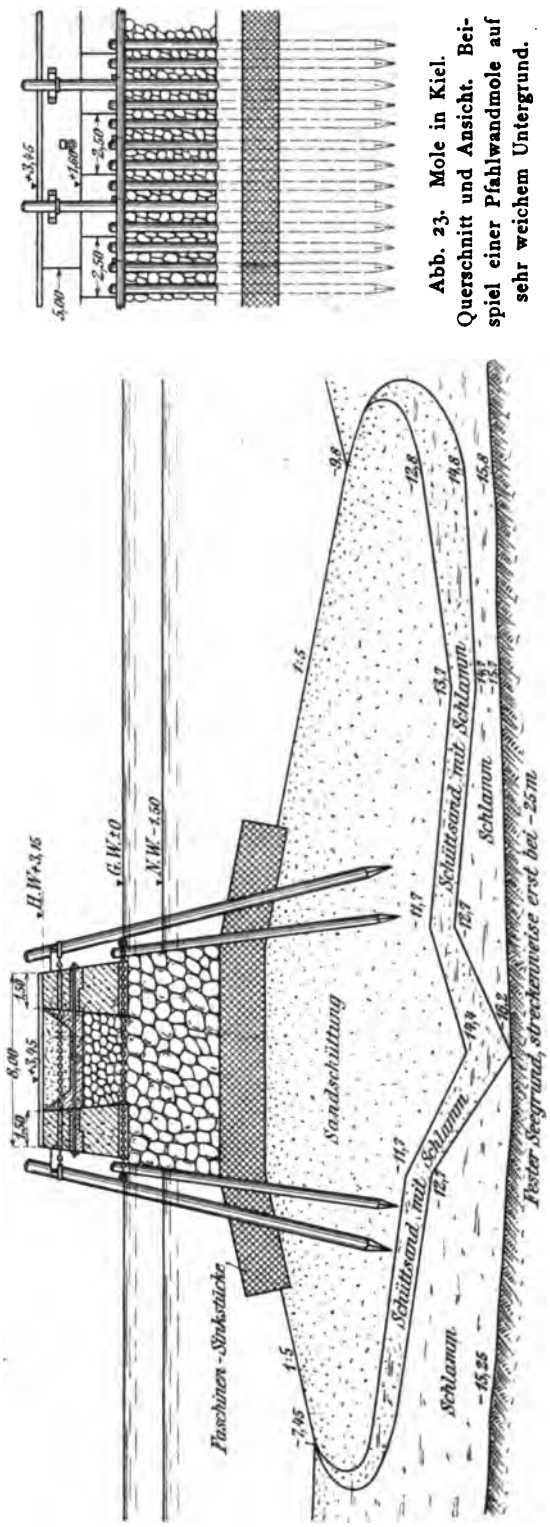


Abb. 23. Mole in Kiel. Querschnitt und Ansicht. Beispiel einer Pfahlwandmole auf sehr weichem Untergrund.

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 3. Aufl., 3. Bd., 3. Abt., Kap. XX, S. 643 u. f. Taf. XXI, Fig. 8.

gleich begonnen werden. Aus diesem Grunde wurden an Stelle einer zusammenhängenden Mauermasse nur zwei aus lose übereinandergeschichteten Blöcken bestehende Umfassungsmauern hergestellt und der Zwischenraum im unteren Teile mit kleineren Steinen, im oberen mit Kies und Steinblöcken ausgefüllt. Die Betonblöcke wurden an Ort und Stelle angefertigt; ihre Unabhängigkeit und Beweglichkeit wurde durch dünne Sandfugen gesichert. Die oberen Blöcke sind in Abständen von je 5 m verankert und halten dadurch, daß sie in die unteren etwas eingreifen, auch diese zusammen.

Wie zu erwarten war, sind anfangs stärkere Sackungen eingetreten, die aber bald aufhörten.

Auch an der Nordsee sind weiter binnenwärts, wo der Bohrwurm nicht zu fürchten und nur mäßiger Seegang zu erwarten war, Molenkörper mit Unterstützung durch Pfähle und massiven Überbau ausgeführt worden, doch ist dabei von der Steinausfüllung kein Gebrauch gemacht worden, es sind vielmehr zur Ausfüllung des Raumes zwischen den Pfählen aus Faschinen gebildete Senkkörper benutzt worden. Hierin besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Bauweisen. Während bei den eigentlichen Pfahlwandmolen die Aufmauerung auf der Steinschüttung ruht und diese von den Pfahlwänden nur zusammengehalten wird, die Pfähle selbst also unbelastet bleiben, sind die Pfähle bei den beiden nachstehend zu behandelnden Molen die tragenden Elemente und dient die Faschinenauspackung nur zur Versteifung des Pfahlrostes und zur Verhütung von Schwankungen

Die Gründe für diese Abweichungen von der an der Ostsee üblichen und bewährten Bauweise sind in der Veröffentlichung über den Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals ausführlich auseinandergesetzt[1]), hier seien nur die hauptsächlichsten wiederholt.

Infolge der Unterstützung durch Pfähle wird der Mauerwerkskörper von den Senkungen der Füllung unabhängig. Die Vollendung der Mole kann daher in kürzerer Zeit erfolgen, da die Sackungen der Füllmasse nicht abgewartet zu werden brauchen, welche bei der geschützten Lage der Molen und ferner dadurch, daß größerer Wellenschlag nur mit gleichzeitigem Hochwasser verbunden ist, wobei die tiefliegenden Steine wenig erschüttert werden würden, sicherlich geraume Zeit in Anspruch nehmen würde. Ferner war zu erwarten, daß eine Steinfüllung an der Nordsee in kurzer Zeit mit weichem Schlick ausgefüllt sein würde, mit der Wirkung, daß durch dessen Glätte die Reibung zwischen den Steinen verringert und der Druck auf die Pfahlwände vermehrt werden würde, so daß diese und ihre Verankerungen kräftiger ausgeführt werden müßten, auch noch besonders deshalb, weil die Molen bedeutend höher als an der Ostsee werden mußten. Alle diese Schwierigkeiten konnten durch Anwendung einer Faschinenpackung vermieden werden, da diese gegen die umschließenden Pfahlwände fast gar keinen Druck ausübt; etwa nach und nach eintretende Sackungen konnten durch die besondere Bauweise des Mauerwerkkörpers leicht nachgefüllt werden. Die Faschinenpackung bietet gegenüber

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1897. Fülscher, Der Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals. S. 541. Taf. 69 u. 70, Abb. 4 bis 9.

einer Steinschüttung noch den Vorteil, daß sie dichter ist und den Hafen sicherer gegen Durchströmungen abschließt, auch wird sie erheblich billiger als Steine.

Durch Abb. 24 ist der regelrechte Querschnitt der nach den obigen Gesichtspunkten in Brunsbüttel errichteten Ostmole dargestellt, danach besteht der Unterbau bis M. N. W. aus zwei dicht bei dicht mit einer Neigung 5 : 1 gerammten und verankerten Rundpfahlreihen, die den aus Sinkstücken und Schüttsteinen gebildeten Faschinenkörper einschließen. Durch diesen sind zur Herstellung des Pfahlrostes für den Mauerkörper 6 Pfahlreihen gerammt, von denen die beiden äußeren parallel zu den Pfählen der Pfahlwände stehen. Auf diesen Pfählen ruht ein Rostbelag, der die aus zwei durch ein Tonnengewölbe

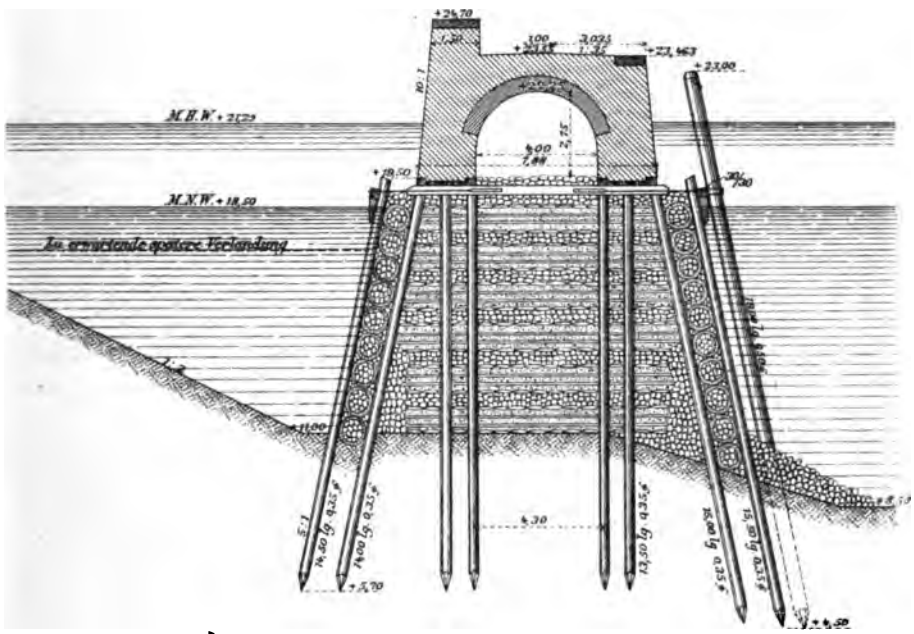


Abb. 24. Ostmole in Brunsbüttel.
Beispiel einer Pfahlwandmole mit Faschinenfüllung und Pfahlunterstützung des Überbaus.

verbundenen Mauern und einer kleinen Brustmauer bestehende Aufmauerung trägt. Von dem so gebildeten Hohlraum aus, der durch Einsteigeschächte, die mit eisernen Gittern abgedeckt wurden, erreichbar ist, kann jederzeit die Nachfüllung von Faschinen und Steinen erfolgen; zu dem Zweck ist an dieser Stelle der Rostbelag fortgelassen. In Abständen von 8 m sind ferner an der Schleuseneinfahrtsseite kräftige Reibepfähle angebracht.

Die Bauausführung geschah in der Weise, daß zunächst die beiden inneren lotrechten Pfahlreihen von Schwimmrammen auf einen Teil der Länge eingetrieben wurden. Sie dienten nun zunächst zur Herstellung des Versenkungsgerüstes für die Sinkstücke; darauf wurden sie als Gerüst für die Rammung der drei nächsten Reihen benutzt und endlich vor der Aufbringung des Rostes und des Mauerwerkes bis auf die Höhe der übrigen Pfähle heruntergeschlagen Die Ausfüllung der beiden äußeren Schrägepfahlreihen mit Senkfaschinen und

Steinen wurde zuletzt vorgenommen und bot anfangs Schwierigkeiten, da während der Bauzeit starke Schlickablagerungen stattgefunden hatten, die nach Möglichkeit durch Verstürzen von Steinen verdrängt werden mußten.

Bei dem fertigen Mauerwerk stellte sich später, als eine bedeutende Aufschlickung auf einer Seite entstanden war, eine geringe Neigung nach der Vorhafenseite heraus, die durch Anbringung von Ankerböcken beseitigt werden mußte. Man erkannte hierbei, daß es sich für ähnliche Ausführungen empfehlen würde, die Pfähle des Rostes stärker schräg zu stellen oder sie am besten bockartig zu verbinden, wie es bei Ufermauern gewöhnlich geschieht, um die Seitensteifigkeit des Bauwerks zu erhöhen.

In ähnlicher Weise ist auch die Westmole des Außenhafens von Emden zur Ausführung gebracht worden, nur sind dabei die äußeren schräggestellten Pfahlreihen fortgeblieben.[1])

b) Bauwerke aus gemauerten Seitenwänden mit Füllung aus Steinen oder Beton.

Bei dieser Gruppe von Bauwerken werden zwei getrennte Wände aus Mauerwerk von natürlichen oder künstlichen Steinen hergestellt, in Abständen von 7 bis 10 m durch starke Quermauern verbunden und die entstehenden Hohlräume mit Steinen oder Beton ausgefüllt. Als notwendige Voraussetzung muß bei Bauwerken dieser Art eine unbedingt zuverlässige Gründung auf unnachgiebigem Boden vorhanden sein, da sonst dauernde Standsicherheit nicht erwartet werden kann.

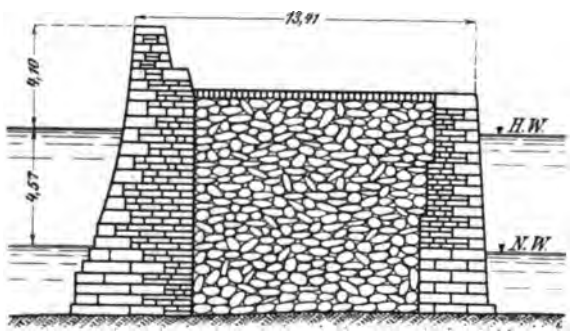


Abb. 25. Mole von Kilrush.
Gemauerte Seitenwände und lose Steinfüllung.

Beispiele dieser Art finden sich in England in Peterhead, Whitehaven, Seahaven usw. Besonders kennzeichnend ist die Mole von Kilrush, deren Querschnitt durch Abb. 25 dargestellt wird[2]), an dem die beiden massiven Außenmauern und die durch ein Pflaster bedeckte Steinfüllung klar erkennbar sind.

Der Bauweise haften jedoch einige Mängel an, die sie zur Nachahmung nicht besonders geeignet erscheinen lassen. Zunächst besteht während der Bauausführung, bei der die Mauern einzeln vorgetrieben werden, die Gefahr, daß die freistehenden Stücke bis zur nächsten Quermauer durch einen plötzlich aufkommenden Sturm umgerissen werden, da ihnen noch die gegenseitige Stützung durch die Steinfüllung fehlt. Der Fall kann auch in den Strecken mit noch unverfüllten Hohlräumen eintreten, wenn diese sich während eines Sturmes mit Wasser füllen und auf die eingeschlossene Wassermenge durch

[1]) Vergl. Festschrift zur Eröffnung des neuen Emdener Seehafens, Berlin 1901, Julius Sittenfeld

[2]) W. Shield, Principles and Practice of Harbour Construction, S. 178.

neu herabstürzende Wassermassen ein starker Druck ausgeübt wird, der die Mauern auseinander preßt. Das Gleiche kann ferner auch später nach der Vollendung des Bauwerks noch vorkommen, wenn die Abdeckung nicht stark genug ist und durch herabstürzende Wassermassen durchgeschlagen wird. Anderseits darf die Abdeckung auch nicht luftdicht hergestellt werden, da dann die bei N.W. durch etwa offene Fugen der Seitenwände eingedrungene Luft unter dem Druck der Wellen sprengend wirken kann. Dieser Übelstand läßt sich jedoch durch sorgfältige Dichtung der Seitenmauern und durch Anbringung einer entsprechenden Zahl von Luftrohren in der Abdeckung verhüten. Noch besser ist es jedenfalls, wennn zur Ausfüllung der Hohlräume eine magere Betonmasse gewählt wird, wie es bei den Molen an der Tyne-Mündung geschehen ist. Der durch Abb. 26 wiedergegebene Querschnitt zeigt die bauliche Anordnung dieser Molen, die, auf einer Steinschüttung auf sandigem Untergrund errichtet, auf 425 m Länge von der Küste aus mit Steinen und von da an mit Beton ausgefüllt wurden. Infolge der unzureichenden Gründung hat die Nordmole den Angriffen eines starken Sturmes im Januar 1897 nicht standgehalten, sie wurde unterspült, in Stücke gebrochen und umgeworfen[1]). Auf die bei der Wiederherstellung angewandte Bauweise wird weiter unten näher eingegangen werden.

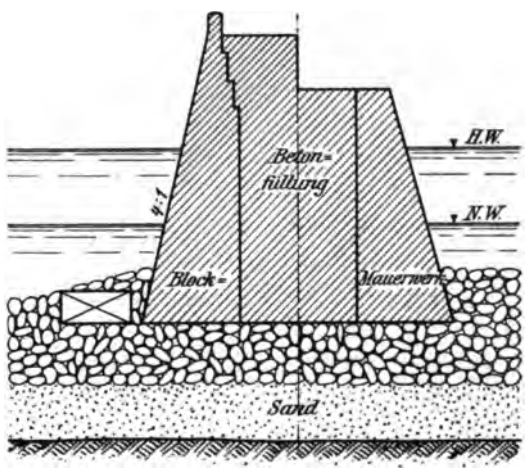


Abb. 26.
Ältere Ausführung der Molen an der Tyne-Mündung.
Gemauerte Seitenwände mit Betonfüllung.

Alles in allem kann die Widerstandskraft der Bauwerke mit getrennten Außenmauern und innerer Steinfüllung als nicht sehr groß angesehen werden, so daß ihre Anwendung auf seltenere Fälle und geschütztere Stellen beschränkt bleiben wird. In manchen Fällen jedoch, wo mit der Mole ein breiterer Kai zum Anlegen von Schiffen verbunden werden muß, wird die genannte Form nicht zu umgehen sein, es empfiehlt sich dann aber, den oben angegebenen Mängeln durch entsprechende Maßnahmen zu begegnen.

c) Bauwerke aus unter Wasser geschüttetem Beton und Betonsäcken.

Geht man dazu über, den Hohlraum von Molen aus massiven Seitenmauern mit Beton auszufüllen, so ist nur noch ein kleiner Schritt bis zur Herstellung von Molen ganz aus Beton durch Schüttung zwischen zeitweiligen Formen oder durch Anwendung von Betonsäcken. Es ist leicht ersichtlich, daß es sich auch hier nur um Bauwerke in mäßigen Tiefen handeln kann, da die Aufstellung von Formen und die sichere Schüttung des Betons, ohne die

[1]) Engineering, 28. Januar 1910, S. 99.

Gefahr zu großer Ausspülungen, mit zunehmender Tiefe auf immer größere Schwierigkeiten stößt.

Die Herstellung von Molen und Wellenbrechern ganz aus Beton hat sich hauptsächlich in England eingebürgert, wo sie durch den starken Tidehub begünstigt wird. In vielen Fällen erfolgt nur die Herstellung des unter N.W. liegenden Teils aus geschüttetem Beton, während der darüber liegende Teil aus Stampfbeton oder aus Mauerwerk ausgeführt wird.

Es ist leicht ersichtlich, daß die Schüttung von Beton im offenen Meere einen weniger festen Beton ergibt, als wenn Betonblöcke an Land hergestellt werden, daß nicht unerhebliche Zementverluste eintreten werden und daß durch plötzlich auftretende Stürme noch nicht erhärtete Teile der Bauwerke der Zerstörung ausgesetzt sind. Daraus folgt, daß der Fortgang der Arbeiten sehr von Wind und Wetter abhängig ist. Die hierbei entstehenden längeren Unterbrechungen der Arbeiten führen zu großen Schwierigkeiten in der Beschäftigung der Arbeiter.

Da ferner Bewegungen in dem frisch geschütteten Beton verhindert werden müssen, so ist für die Anwendung dieser Bauweise das Vorhandensein eines festen unnachgiebigen Untergrundes unerläßliche Vorbedingung; bei großer Tiefe und sehr geschützter Lage kommen aber auch Ausnahmen hiervon vor, wie das weiterhin gegebene Beispiel von Wilhelmshaven zeigt.

Als Vorteil der Herstellung von Bauwerken aus an Ort und Stelle geschüttetem Beton verdient hervorgehoben zu werden, daß es nicht notwendig ist, die sonst sehr kostspieligen Arbeiten zur Ausgleichung des Untergrundes auszuführen, da der Beton sich leicht jeder Gestalt desselben anschmiegt, und daß es bei dieser Bauweise möglich ist, Blöcke von beliebig großer Masse unmittelbar am Bestimmungsort herzustellen, wodurch die Vorteile der Standsicherheit derartig großer Körper gewonnen werden, ohne daß es nötig ist, teuere Anlagen für ihre Bewegung aufzustellen. Anderseits ist der Erfolg der Ausführung mehr als bei anderen Verfahren von der allergrößten Sorgfalt abhängig.

Für die Schüttung des Betons kommen die üblichen Methoden in Betracht, nach denen entweder Kästen und kleine verschließbare Säcke oder Trichter oder große geschlossene Säcke zur Verwendung gelangen. Alle diese Verfahren haben das gemeinsam, daß sie die Ausspülung des Zements zu verhüten streben. Am gebräuchlichsten sind Betonkästen mit zu öffnendem Boden, die mit Hilfe eines Kranes bis dicht über den Boden herabgelassen, durch den Zug an einer Leine geöffnet werden, so daß der Beton herausgleitet. Werden die Kästen hierauf vorsichtig in die Höhe gewunden, so läßt sich eine gute Arbeit erzielen. Den gleichen Erfolg verbürgen nach dem Vorschlag von Shield kleine Säcke, die mit der Öffnung nach unten, jedoch durch einen lösbaren Knoten verschlossen, herabgelassen und in derselben Weise benutzt werden wie die Kästen (vergl. Abb. 27).

Die Anwendung von Trichtern ist seltener vorgekommen, hauptsächlich wohl, weil sie die Aufstellung von festen, kostspieligen Rüstungen erfordert. Häufiger dagegen haben große geschlossene Betonsäcke Verwendung gefunden,

deren Versenkung weiter unten näher behandelt werden wird, weil sie die Aufstellung von Formen entbehrlich machen.

Was die anzuwendenden Mischungsverhältnisse anbetrifft, so muß danach gestrebt werden, eine möglichst undurchdringliche Masse herzustellen (vergl. die ausführlichen Angaben in Bd. I, S. 231 u. f.). Empfohlen werden kann eine Mischung von 1 Teil Zement mit 3 bis 4 Teilen Kies, da alles von einer recht fetten Mischung abhängt, mit mageren Mischungen sind mehrfache Mißerfolge eingetreten.

Bei der Ausführung empfiehlt es sich, den Molenkörper in einzelnen Abschnitten von 7 bis 10 m Länge herzustellen und diese durch lotrechte, von unten bis oben durchgehende Fugen zu begrenzen, damit die Bildung unregelmäßiger Risse verhindert wird. Über die bei der Ausführung der Betonschüttungen im einzelnen zu treffenden Maßnahmen

Abb. 27. Sack zur Versenkung von Beton.

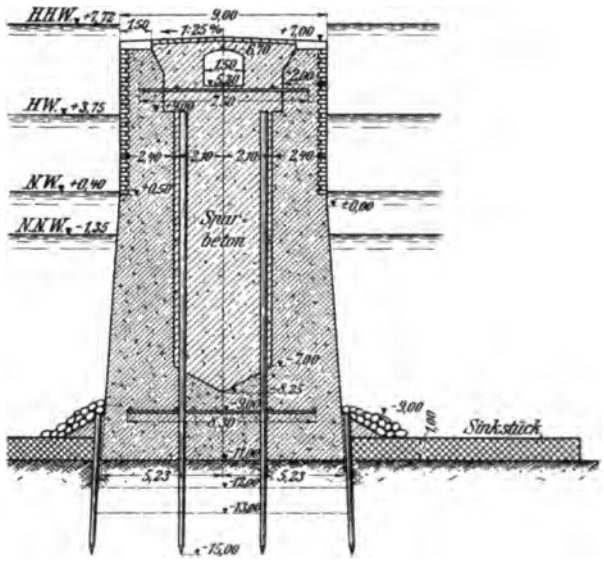


Abb. 28. Mole an der dritten Einfahrt in Wilhelmshaven. Betonschüttung zwischen Formen unter Wasser.

wird in dem Abschnitt über Ausführung der Hafenaußenwerke näheres gegeben werden; hier sollen zunächst eine Reihe von kennzeichnenden Beispielen vorgeführt werden.

Bei der Herstellung der dritten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven wurde, wie Abb. 28 zeigt, das freistehende Ende der Nordmole durch Kastenschüttung unter Wasser ausgeführt.[1]) Zu dem Zweck wurden vier Pfahlreihen gerammt, von denen die äußeren zunächst für die Anbringung der Schaltafeln des untersten Molenteiles benutzt wurden. Nach der Ausschüttung dieses Teiles wurden auch an den inneren Pfählen Holztafeln befestigt und damit der Hohlraum für die aus fetterem Beton herzustellenden äußeren Begrenzungswände gebildet. Der oberhalb N.W. befindliche Teil erhielt eine Verblendung aus Werksteinen, der innere Teil wurde mit einem aus Ziegelbrocken und geringerem Mörtelzusatz gebildeten Sparbeton ausgefüllt. Oben und unten

[1]) Marinerundschau 1909, S. 1391.

fanden ferner aus Eisenstäben gebildete Verankerungen Platz, um den Zusammenhang des Ganzen zu sichern. Dicht unter der Oberkante ist ein Gang ausgespart, um auch bei stürmischem Wetter nach dem Molenkopf gelangen zu können. Die äußeren Pfahlreihen wurden später abgeschnitten und der Boden zu beiden Seiten der Mole, da der Untergrund aus Sand bestand, mit Sinkstücken und Steinen gegen Unterspülungen geschützt.

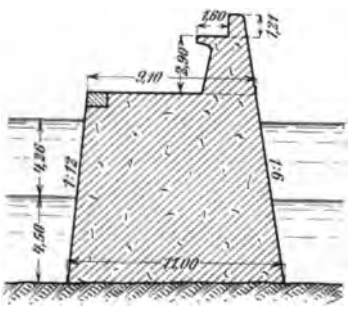


Abb. 29. Mole in Wicklow. Betonschüttung unter Wasser.

Die bei der Betrachtung des Querschnittes auffallende Schlankheit des Bauwerkes findet ihre Erklärung in der verhältnismäßig geschützten Lage des Hafens.

Ein besonders kennzeichnendes Beispiel bietet die Mole des Hafens von Wicklow (Abb. 29); bei derselben ist der ganze Körper aus einem einheitlichen Betonklotz gebildet einschließlich der nach der See zu belegenen Brustmauer.

Eine kleine, aber lehrreiche Ausführung einer Betonmole ist in Amerika am Lake Superior vorgekommen. Da der Untergrund lose Beschaffenheit zeigte, so wurden, wie Abb. 30 zeigt, vier Pfahlreihen gerammt und dicht über dem Boden abgeschnitten; darauf wurden die Holzformen aufgestellt und die Betonschüttung mit Kästen vorgenommen. Die

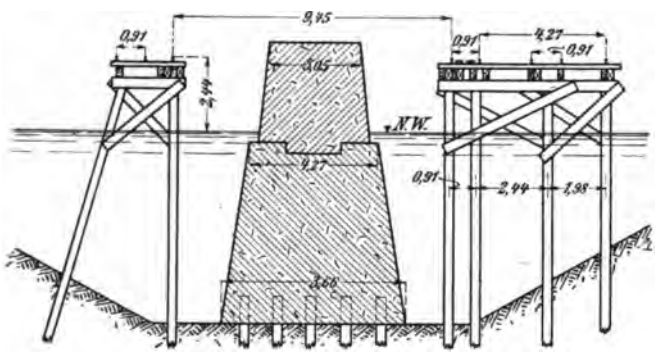


Abb. 30. Betonmole am Lake Superior. Betonschüttung unter Wasser.

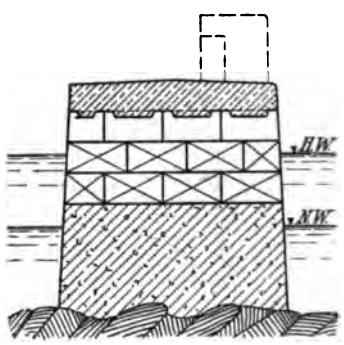


Abb. 31. Schematische Darstellung einer Mole mit Unterbau aus einer Betonschüttung.

hierbei benutzten Rüstungen sind weiter unten dargestellt. Zu beachten ist, daß der obere Teil in den unteren eingreift.

Eine etwas abgeänderte Form zeigen diejenigen Molen, bei denen nur der Unterbau bis etwas über N.W. aus einer zusammenhängenden Betonmasse hergestellt und der obere Teil eine andere Ausbildung erfährt, z. B. aus künstlichen Blöcken geformt wird (vergl. Abb. 31). Es empfiehlt sich das besonders an Orten mit großem Tidehub, da es dann möglich ist, den oberen am stärksten angegriffenen Teil am widerstandsfähigsten zu machen.

Im Hafen von Blyth ist ganz abweichend von den bisherigen Formen der obere Teil der Molen durchbrochen aus kreosotierten Hölzern gebildet worden, wodurch das Bauwerk sich der Form der durchbrochenen Leitdämme

nähert, die weiterhin besonders behandelt werden. Bei dem durch Abb. 32 dargestellten Querschnitt fällt die Einbettung der Hölzer in den Beton auf. Eine Auswechslung verfaulter Teile wird bei dieser Bauweise nur schwierig und unvollkommen möglich sein.

Da die Aufstellung von Formen in Gegenden mit bewegter See auf Schwierigkeiten stößt, so hat man mehrfach zur Versenkung des Betons unter Wasser große Betonsäcke verwendet. Es wird gewissermaßen der Beton mit einer beweglichen Form aus Stoff versehen, die ihn umhüllt, während er durch das Wasser fällt und ihn so lange gegen

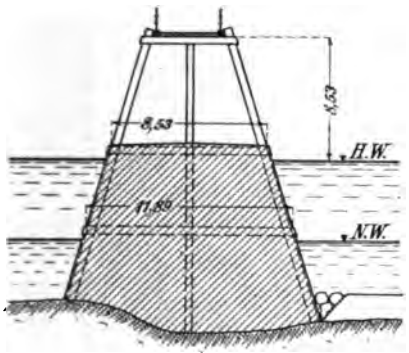


Abb. 32. Mole in Blyth.
Unterbau aus Betonschüttung,
Oberbau durchbrochen aus Holz.

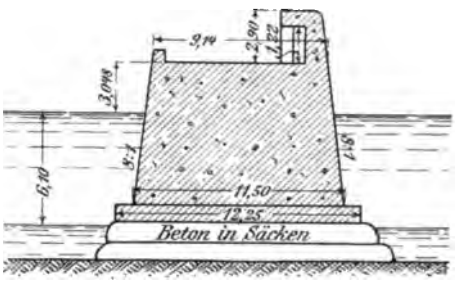


Abb. 34. Mole in Newhaven.
Unterbau aus Betonsäcken,
Oberbau aus Stampfbeton.

Angriffe der Wellen und gegen Ausspülung schützt, bis er erhärtet ist. Die erhärteten Säcke bilden dann große Blöcke von unregelmäßiger Gestalt. Sie haben ebenso wie der frei geschüttete Beton, so lange sie noch weich sind, die vorteilhafte Eigenschaft, sich unregelmäßig gestaltetem Untergrund anzuschmiegen; Bedingung hierbei ist, daß der Beton unmittelbar nach der Mischung verwendet wird.

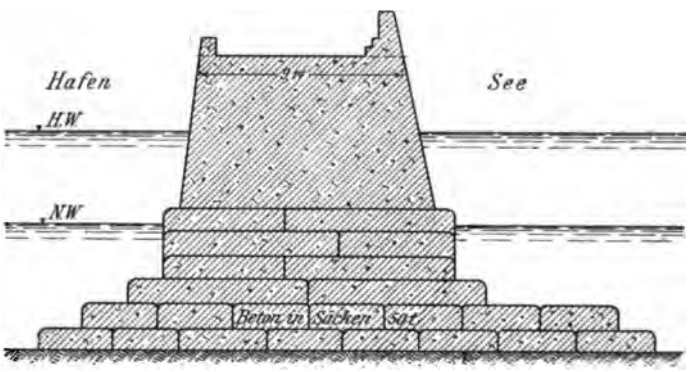


Abb. 33. Nordmole in Aberdeen.
Unterbau aus großen Betonsäcken, Oberbau aus Stampfbeton.

Die Größe der Betonsäcke ist bis zu einem Gewicht von 100 t und mehr ausgedehnt worden, doch werden zweckmäßig kleinere von 5 bis 20 t Gewicht verwendet, da sie sich dichter aneinander legen lassen. Die Versenkung erfolgt, wie weiterhin beschrieben werden wird, bei den größeren Säcken durch besondere Schiffsgefäße mit Bodenklappen oder bei den kleineren durch Kästen mit zu öffnendem Boden, ähnlich wie die zur Versenkung des Betons benutzten Kästen. Bei den Kästen ergibt sich der Vorteil, da sie bis dicht über den Versenkungsort hinabgelassen werden können, daß die Säcke sehr genau neben-

einander gelegt werden und nur die unbedingt nötige Strecke durch das Wasser fallen, was bei den von Schiffen versenkten Säcken nicht möglich ist, gewiß ein Grund, zu große Säcke zu vermeiden

Für die Betonmischung muß auch hier ein besonders fettes Verhältnis gewählt werden, 1 Teil Zement und 4 Teile Sand und Steine dürfte auch hier nicht unterschritten werden.

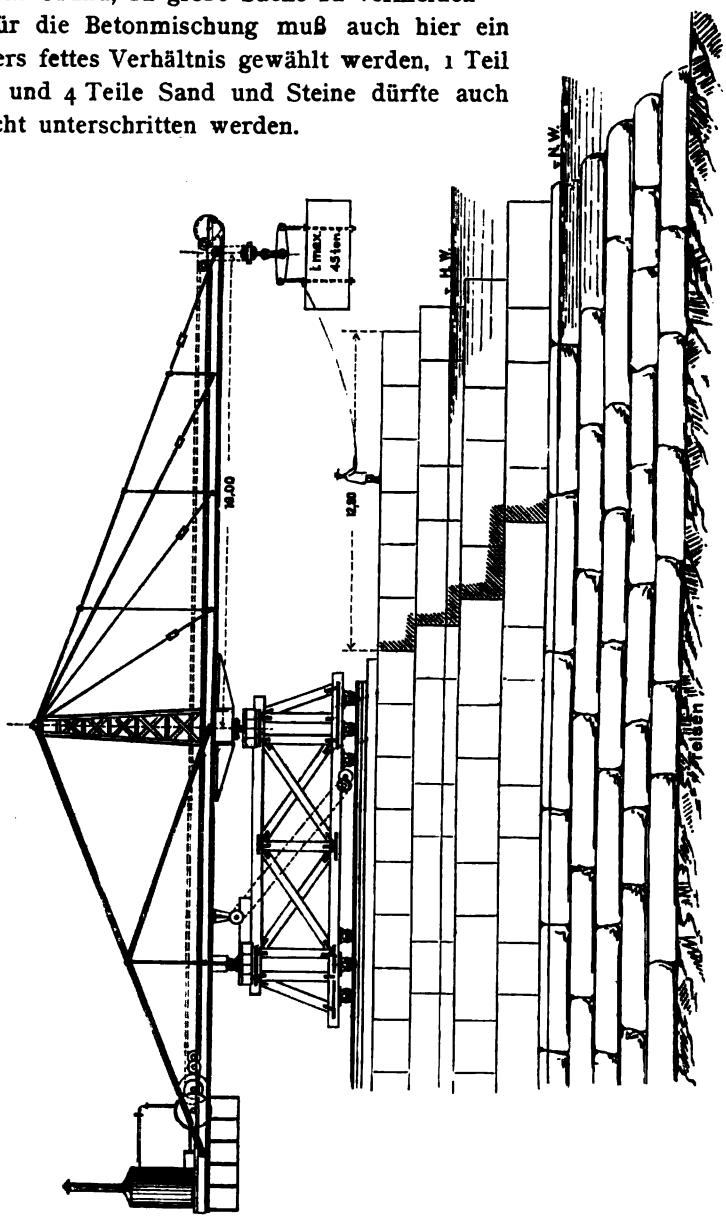


Abb. 35. Mole in Sunderland, Seitenansicht. Unterbau aus Betonsäcken, Oberbau aus Betonblöcken und Betonfüllung.

Bei großen Säcken empfiehlt es sich, die vorhandenen Zwischenräume entweder mit Beton durch Kästen oder durch kleine Betonsäcke mit Hilfe von Tauchern ausfüllen zu lassen.

Beispiele für die Anwendung von Betonsäcken bietet die Nordmole von Aberdeen (Abb. 33) und die Molen von Newhaven (Abb. 34), bei denen der Oberbau aus zusammenhängendem Beton besteht und von Sunderland (Abb. 35

u. 36), wo der Oberbau an den Seiten aus Betonblöcken und im Innern aus Stampfbeton gebildet wurde.

Erwähnt werden mag noch, daß große Betonsäcke auch zur Abdeckung des Untergrundes vor den Wellenbrechern wohl geeignet sind, da sie sich dem Boden dicht anschmiegen; zu diesem Zweck sind z. B. in Aberdeen 100 t schwere Säcke mit Erfolg verwendet worden.

d) Bauwerke aus geschichteten Betonblöcken.

Wie schon oben erwähnt, hat die Verwendung geschütteten Betons den Nachteil, daß die Arbeit ganz von der Gunst des Wetters abhängig ist und daß in ungünstigen Zeiten Verlegenheiten bei der Beschäftigung der Arbeiter entstehen. Dieser Übelstand wird durch die Anwendung fertiger Betonblöcke, die mit Hilfe von schwimmenden oder auf Gerüsten aufgestellten Kranen am Bestimmungsort versetzt werden, vermieden. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß der in den Blöcken enthaltene Beton an Land mit größter Sorgfalt und Gleichmäßigkeit hergestellt wird und daß man ihn längere Zeit erhärten lassen kann, was für seine Dauerhaftigkeit in Berührung mit dem Seewasser von größter Bedeutung ist. Die Größe der Blöcke kann je nach dem Bedürfnis und den zur Verfügung stehenden Hebevorrichtungen innerhalb weiter Grenzen beliebig gewählt werden, gebräuchlich sind Blöcke von 10 bis 50 t Gewicht.

Abb. 36. Mole in Sunderland, Querschnitt.

Bei dem Versetzen der Blöcke ist Taucherhilfe nicht zu entbehren, sei es daß Einzeltaucher oder kleinere Taucherglocken Verwendung finden. Die Taucherarbeiten sind besonders wichtig für die Vorbereitung der Bauten, da es bei diesem Bauverfahren nötig ist, daß der Untergrund mit größter Sorgfalt vor dem Verlegen der Blöcke abgeglichen wird. Hierfür kann bei festem Boden die Ausführung von Sprengungen in Betracht kommen, oder es kann die Einebnung durch eine dünne Betonschicht oder durch Verlegung von Betonsäcken bewirkt werden Bei weicheren Bodenarten kann die Abgleichung durch Bagger billiger erfolgen, doch wird es bei Sandboden immer einer Nachhilfe

durch Taucher unmittelbar vor dem Versetzen eines Blockes bedürfen, da infolge der Beweglichkeit des Sandes leicht durch Wellen und Strömungen die eben hergestellte Baugrube wieder einsandet. Kommen die Blöcke auf Steinschüttungen, so kann die Abgleichung durch eine Schicht kleinerer Steine vorgenommen werden, es können aber auch Betonschichten auf Stoffunterlage oder kleine Betonsäcke in Betracht kommen.

Da die Verlegung der Blöcke unter Wasser in der Regel trocken erfolgt, so ist die Unnachgiebigkeit des Untergrundes von allergrößter Wichtigkeit. Die Blockbauweise kommt daher in erster Linie nur für festen Boden in Frage, weniger für Sandboden, da hier die Sicherung der Betonmauer gegen Unterspülung nur schwer sicher und zuverlässig erreicht werden kann; vermieden werden sollte sie gänzlich auf weichem Untergrunde. Diese Regeln gelten soweit die Versetzung im Verbande und mit wagerechten Lagerfugen zur Ausführung gelangt, da bei etwaigem Nachgeben oder einer Unterspülung des Untergrundes zunächst die untersten Blöcke nachzusinken beginnen, wodurch die darüberliegenden hohl zu liegen kommen und leicht durchbrechen, so daß die Zerstörung schnell fortschreitet. Bei einigen neueren Ausführungen hat man diesem Übelstand mit Erfolg dadurch zu begegnen versucht, daß man die Blöcke mit geneigten durchgehenden Lagerfugen aneinander reihte, so daß die einzelnen geneigten Sehichten den Bewegungen des Untergrundes in gewissem Maße folgen können. Unter dieser Voraussetzung können dann auch Molen und Wellenbrecher aus geschichteten Blöcken bei nachgiebigem Untergrund zur Anwendung gelangen. Bei einem Untergrund aus Steinschüttungen sollte entweder längere Zeit mit der Aufbringung der Blöcke gewartet werden, bis die Schüttung genügend fest gelagert ist, wobei immer noch das Bedenken bleibt, daß durch die von den Blöcken herrührende Vermehrung der Auflast die Sackungen von neuem beginnen. Es sollte daher auch in diesen Fällen von den geneigten Lagerfugen Gebrauch gemacht werden.

Man hat es nach vorstehendem bei der Bauweise von Hafenbauwerken aus fertigen Blöcken mit zwei getrennt zu behandelnden Ausführungsarten zu tun, bei der einen mit der Anwendung von wagerechten und bei der andern von geneigten Lagerfugen.

Bei der Herstellung von Baukörpern mit wagerechten Lagerfugen muß, wie schon erwähnt, der Untergrund genau abgeglichen werden, denn es kommt alles darauf an, daß alle wagerechten Schichten genau in einer Ebene liegen. Die größte Sorgfalt muß daher bei der untersten Schicht angewendet werden.

Was die Form der Blöcke anbetrifft, so findet man in der Regel folgendes Verhältnis: Höhe : Breite : Länge = 1 : $1^1/_2$: $2^1/_4$; Verfasser fand dasselbe bestätigt durch Zusammenstellung einer großen Anzahl von Blockgrößen, hierbei ergab sich ferner als Durchschnittsgröße 1,80 · 2,50 · 4,0 m = 18 cbm mit 40 t Gewicht bei einem spezifischen Gewicht des Betons von 2,2.

Man stellt die Blöcke entweder aus Mauerwerk oder aus Beton her; im ersteren Falle werden sie auf dem Werkplatz einfach aufgemauert, wobei die Außenseiten der Steine roh bearbeitet werden und dafür Sorge getragen werden muß, daß die äußeren Steine tief und im Verbande in den Block eingreifen.

Betonblöcke werden in Formen gestampft, wie es weiterhin in dem Abschnitt über Ausführung der Hafenbauwerke näher erläutert wird. Bisweilen ist auch den Betonblöcken, soweit sie für die Außenseiten in Frage kommen, bei der dem Meere zugekehrten Seite eine Verblendung von Granit- oder Basalt-Werksteinen gegeben worden. Alle Blöcke sollten längere Zeit lagern, ehe sie zur Verwendung gelangen, 2 bis 3 Monate sollten dabei als Mindestfrist angesehen werden, weil der Beton dann umsomehr den Angriffen des Seewassers widersteht. Zur Versetzung der Blöcke werden am besten feste Gerüste und Laufkrane benutzt, da die Arbeit dann viel genauer ausgeführt werden kann als mit Schwimmkranen.

Alle Blöcke sollten ferner so verlegt werden, daß sie ihre kleinste Fläche dem Meere darbieten, da sie dann den größten Widerstand leisten und am wenigsten leicht in Erschütterungen versetzt werden können. Als Verbandsform ergibt sich daher ein reiner Streckerverband bei dem Läufer ganz vermieden werden, da sie leichter hohl liegen können und infolgedessen leichter durchbrechen.

Unter Wasser erfolgt die Verlegung der Blöcke in den Lagerfugen trocken, bisweilen auch in den Stoßfugen. Besser ist es aber, diese Fugen durch eine Art Verdübelung zu schließen, um dem Wellenstoß den Eintritt in das Innere des Bauwerkes zu verwehren. Zu dem Zweck werden an den Längsseiten eine oder mehrere Aussparungen dreieckiger oder halbrunder Gestalt vorgesehen, die genau aufeinander passen und nach dem Verlegen der Blöcke unter Taucherhilfe mit Beton ausgefüllt werden (Abb. 37).

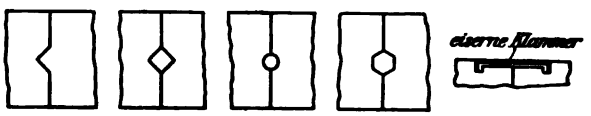


Abb. 37. Beispiele für Verbindungen in den Stoßfugen.

Über Wasser, im Tidegebiete von N.W an werden die Blöcke sowohl in den Stoß- als auch in den Lagerfugen in Mörtel verlegt, was allerdings bei unruhigem Wetter mit Zeitverlust verbunden ist.

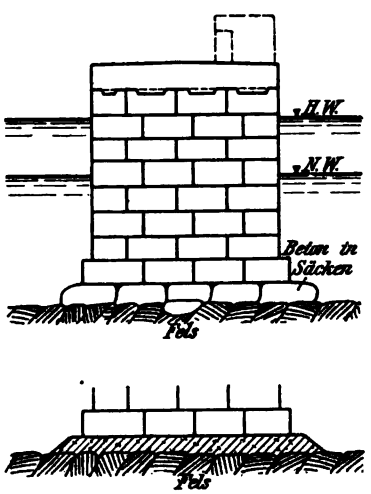


Abb. 38. Schematische Darstellung einer Mole aus wagerecht geschichteten Betonblöcken.

Bei einigen Beispielen sind geschichtete Blöcke nur bis etwas über N.W angewendet worden, der obere Teil wurde dann aus Stampfbeton gebildet, es ist dann darauf zu achten, daß die Betonkörper nicht zusammenhängend, sondern in Übereinstimmung mit durchgehenden Querfugen in den Blockschichten in Stücken von etwa 5 bis 7 m Länge hergestellt wird, die durch lotrechte Fugen getrennt sind, damit wilde Risse verhütet werden. Auch ist es empfehlenswert, der oberen Blockschicht Vertiefungen zu geben, in die der Beton einbindet. Dem Bild eines nach vorstehenden Regeln hergestellten Wellenbrechers würde etwa Abb. 38 entsprechen.

Die Anwendung steiler Wellenbrecher und Molen aus Betonblöcken mit wagerechten Fugen ist hauptsächlich von England ausgegangen, wo man gleichzeitig die größten bisher ausgeführten Beispiele dafür findet.

So wurden z. B. bei der ältesten in Dover ausgeführten Mole, dem sogenannten Admiralitäts-Pier, der in den Jahren 1847 bis 1871 erbaut wurde, die Blockweise fast ausschließlich angewendet, nur in geringerem Maße wurde zusammenhängender Beton zur Ausfüllung einzelner Hohlräume zugelassen. Bei dem ältesten Teil verkleidete man ferner, wie Abb. 39 zeigt, da man der Beständigkeit des Betons im Seewasser nicht traute, die Außenseiten ganz mit großen Blöcken aus Granit oder Kalkstein, deren Größe durchschnittlich 3 cbm erreichte. Für die Betonblöcke wurden Größen von 0,9 bis 3,4 cbm verwendet. Die Verlegung der Blöcke geschah bis zur N.W.-Höhe trocken mit Hilfe von Tauchern und kleinen Taucherglocken, deren Größe die Abmessungen der

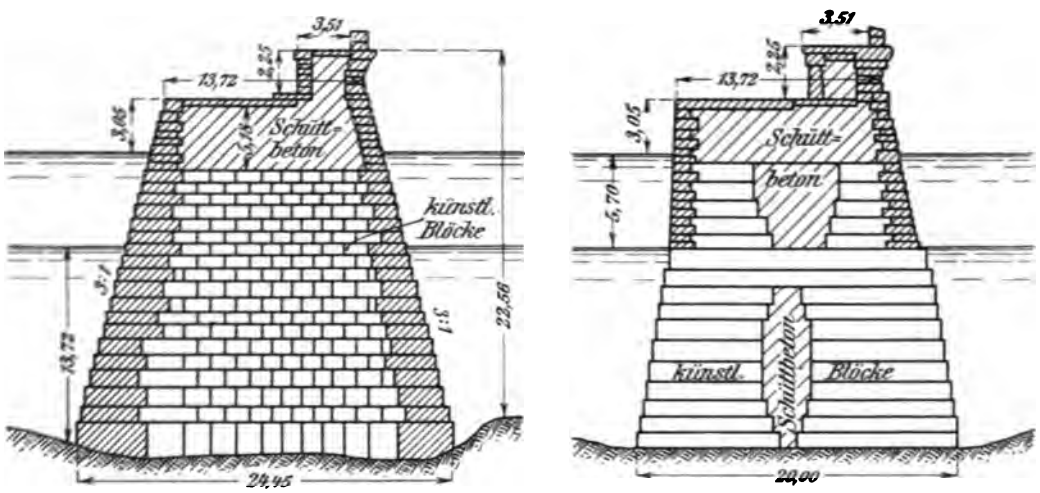


Abb. 39. Querschnitte der Molen in Dover. Beispiele für den Bau mit Betonblöcken.

Blöcke beeinflußte. Bei den Außenseiten wurde anfänglich ein Böschungsverhältnis von 3 : 1 ausgeführt, später wurden die Böschungen steiler hergestellt und zwar außen unter einer Neigung von 6 : 1 und innen von 12 : 1.

Das Bauwerk hat sich, abgesehen von geringeren Beschädigungen der Brustmauer ausgezeichnet gehalten, hat aber auch die gewaltigen Kosten von rund 26 500 Mark für 1 m erfordert.

Infolge der günstigen Erfahrungen mit dem geschilderten Bauverfahren hat man es auch bei dem weiteren in neuester Zeit vollendeten Ausbau des Hafens von Dover beibehalten, jedoch mit dem Unterschied, daß die Blockgröße bedeutend bis auf 42 t vermehrt wurde (s. auch Bd. I, S. 15, Abb. 8). Der Untergrund wurde überall sorgfältig geprüft, er stellte sich als Kalkstein von genügender Festigkeit heraus. An einigen Stellen belief sich die Wassertiefe auf 15 m unter N.W. Springtide. Vor der Verlegung der Blöcke wurde die oberste Schicht des Untergrundes teils durch Bagger, teils durch Arbeiter in Taucherglocken auf 0,9 bis 1,2 m abgeräumt, wobei die Blöcke durch Einzeltaucher versetzt wurden. Eine Verdübelung durch Betondübel erfolgte unter

N.W. nur bei den äußeren Blockreihen, darüber wurden alle Blöcke in Zementmörtel verlegt. Die ganze Arbeit erfolgte von festen Gerüsten aus, die später noch näher beschrieben werden. Für die Außenböschung wurde allgemein das Verhältnis 1 : 1 gewählt, die obere Breite belief sich bei dem Admiralitäts-Pier auf 13,7 m, bei dem Südwellenbrecher auf 12,2 m und bei der Ostmole auf 14,5 m. Die obere Kante der Plattform lag bei allen dreien rund auf 3,05 m H.W. und 8,75 m N.W. Springtide, darüber erhob sich bei der Südmole und dem Admiralitäts-Pier eine 3,1 m dicke Brustmauer, die bei der ersteren 3,05 m und bei dem letzteren 4,5 m hoch war. Abweichend von der älteren Ausführung wurden bei den neueren Bauten die Betonblöcke erst von N.W. ab mit Granit verblendet.

Da die Fundamentfuge an einigen Stellen 15 m unter N.W. lag, die obere Kante der Brustwehr sich bis zu 13,2 m darüber erhob, so ergibt sich für diese Stellen eine Gesamthöhe des Bauwerkes von 28,2 m bei einer Größtbreite von 17,4 m; gewiß eine gewaltige Baumasse, von der mit Recht erwartet werden darf, daß sie auch die stärksten Stürme überdauern wird.

In ähnlicher Weise wurde auch bei der Wiederherstellung des eingestürzten Stückes des Nord-Piers an der Tynemündung vorangegangen.[1]) Der durch Abb. 40 wiedergegebene Querschnitt zeigt fast ebenso starke Abmessungen wie die Bauten von Dover; ein Unterschied besteht darin, daß der untere Teil von N.W. ab völlig lotrechte Begrenzung erhalten hat, während der obere unter 3 : 1 geböscht ist. Bei dem Neubau ist der Fehler der früheren Gründung vermieden worden (vergl. S. 27) und die unterste Blockreihe unmittelbar auf den in größerer Tiefe anstehenden, durch Taucher sorgfältig eingeebneten Schieferton verlegt worden. Da dieser von Sand überlagert war, so bereitete die Freihaltung der vorbereiteten Fläche große Schwierigkeiten, es gelang den Tauchern meist nur den Platz für einen einzigen Block freizumachen. Mustergültig war die Sorgfalt, mit der die untersten Blöcke verlegt wurden. Der an Ketten hängende Block wurde durch zwei Einzeltaucher, von denen sich jeder an einem Ende befand, genau eingerichtet und nach Abgabe eines Zeichens losgelassen, so daß er aufstand. Die genaue Lage wurde bei

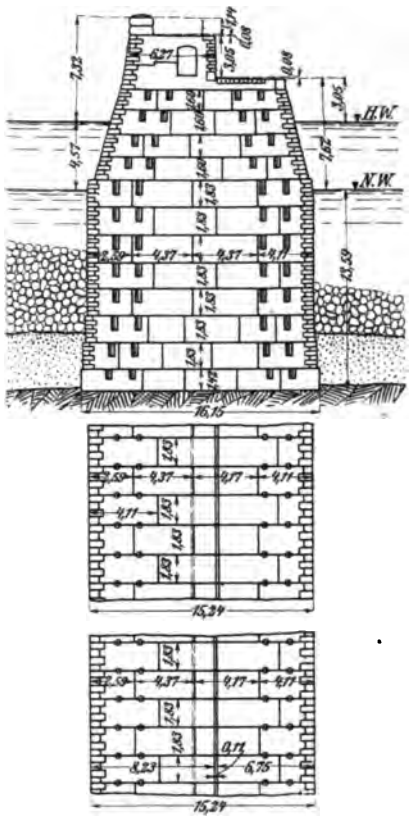


Abb. 40. Wiederherstellung einer Mole an der Tyne-Mündung. Querschnitt und Grundriß. Aufbau ganz aus Betonblöcken.

[1]) Vergl. Engineering vom 28. I. 1910, S. 99 u. f.

jedem Block durch den Leiter der Taucherarbeiten oder durch den bauleitenden Ingenieur geprüft, dieser besuchte auch außerdem zu unregelmäßigen Zeiten die Taucher unter Wasser. Wie Abb. 40 erkennen läßt, wurden an den Außenseiten abwechselnd lange und kurze Blöcke verwendet, um einen guten Verband herzustellen. Ihre Abmessungen sind gleichfalls aus der Zeichnung ersichtlich. Von diesen hatten die langen zwei und die kurzen eine Aussparung von 30 cm Durchmesser für die Verdübelung der Blockreihen. Die Ausfüllung der Aussparungen erfolgte unter Wasser mit Betonsäcken, die genau in die Löcher paßten; über N.W. wurden alle Blöcke in Zementmörtel verlegt und auch die Fugen damit ausgefüllt. Die Blöcke an den Außenseiten erhielten eine Granitverblendung, um sie gegen die Angriffe des Seewassers zu schützen. Bei der Herstellung dieser Blöcke fertigte man zuerst die Verblendmauer an, damit sie sich setzen konnte, und stampfte dann den Beton dahinter.

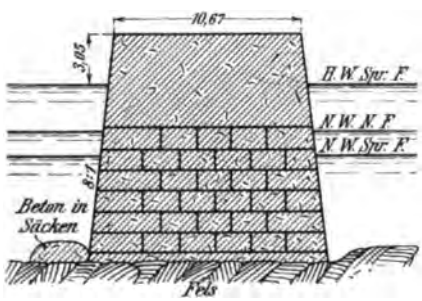


Abb. 41. Südmole in Aberdeen. Unterbau aus Betonblöcken, Oberbau aus Beton.

Fast die Hälfte der oberen Plattform wird durch eine kräftige Brustmauer eingenommen, in der ein Tunnel die Begehbarkeit der Mole auch bei den stärksten Stürmen ermöglicht.

Bei dem in den Jahren 1870 bis 1877 durchgeführten Bau der Südmole in Aberdeen (Abb. 41) wurde der aus Letten bestehende Untergrund zunächst durch eine dünne Betonschüttung mit Hilfe von Kastenschüttung abgeglichen und dann der Molenkörper aus Betonblöcken im Gewicht von 10 bis 25 t in regelmäßigen Schichten errichtet. Die Blockschichten hören 0,3 m über N.W. der Nipptiden auf und werden von hier an durch eine mächtige, im Mittel 5,5 m hohe Stampfbetonschicht, die bis 3,05 m über H.W. der Springtiden reicht, überdeckt; sie wurde in dicht aneinander stoßenden Längsabschnitten von 2,4 bis 9,4 m hergestellt, so daß die Abdeckung Blöcke von 340 bis 1320 t Gewicht darstellt.

Für die obere Breite wurde ein Maß von 10,67 m gewählt und den Seitenflächen eine Neigung von 8 : 1 gegeben. Zur Sicherung gegen Unterspülungen versenkte man an der Seeseite eine Reihe 100 t schwerer Betonsäcke. Das Bauwerk hat sich im allgemeinen gut gehalten, nur an einer Stelle, wo dieser Schutz fehlte, trat eine Unterwaschung ein, bei der einzelne Blöcke herausgerissen wurden, so daß der darüberliegende Stampfbeton wie eine Brücke das entstandene Loch überspannte, ein Ereignis, das ernst darauf hinweist, wie wichtig bei Wellenbrechern und Molen steiler Form das Vorhandensein festen Untergrundes ist, oder, wenn diese Bedingung nicht einwandfrei erfüllt ist, eine in geeigneter Weise hergestellte, zuverlässige Abdeckung.

Tritt bei der Bauweise mit wagerecht geschichteten Blöcken erst einmal eine Zerstörung ein, so greift sie infolge des losen Verbandes der Blöcke meist schnell um sich und bereitet bei der Wiederherstellung ganz bedeutende Schwierigkeiten.

Aus diesem Grunde ist der Verfasser der Ansicht, daß diese Bauweise bei beweglichem, sandigem Untergrunde nicht am Platze ist. Wenn auch bei derartigem Boden mehrfache Ausführungen vorgekommen sind, wie z. B. in Libau, an der russischen Ostseeküste (Abb 42), ferner in Novorossiisk am

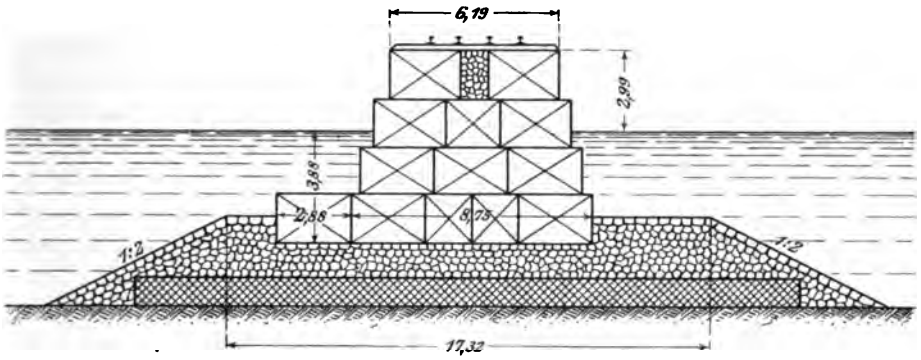


Abb. 42. Wellenbrecher in Libau. Blockbau auf losem Untergrund.

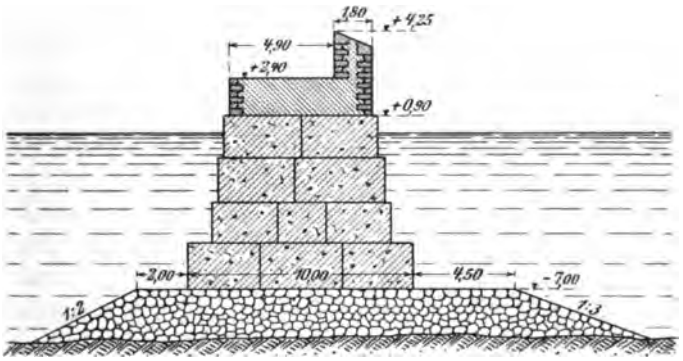


Abb. 43. Mole in Novorossiisk. Blockbau auf losem Untergrund.

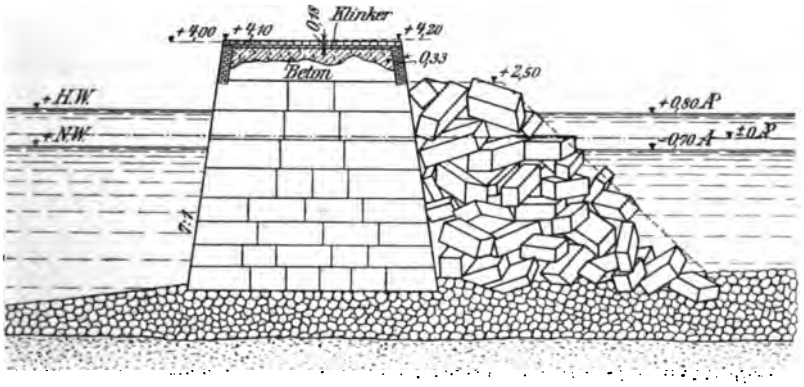


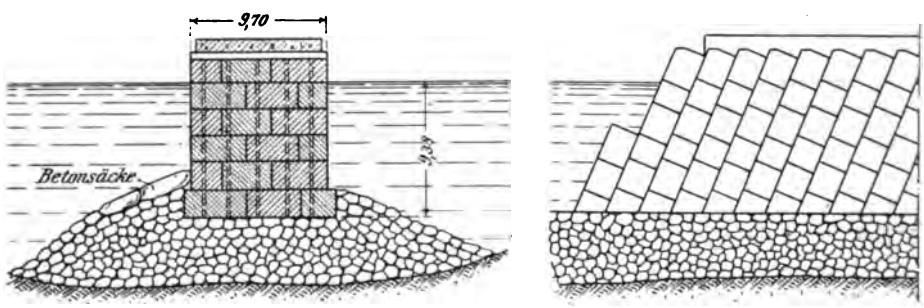
Abb. 44. Mole in Ymuiden. Blockbau auf losem Untergrund.

Schwarzen Meer (Abb. 43) und besonders in Ymuiden[1]) (Abb. 44), so kann das nicht als nachahmenswert bezeichnet werden.

[1]) Vergl. Zeitschrift für Bauweisen 1872, S. 401 und 1881, S. 247; Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 488.

Das bestätigen auch die an letzterem Orte gemachten gewaltigen Aufwendungen, die man zum Schutz des Untergrundes durch Verstürzen von Betonblöcken hat machen müssen (vergl. Abb. 44). Zur besseren Verbindung der oberen Blockreihen ist in Ymuiden eine starke Verankerung durch eiserne Klammern ausgeführt worden. Der Blockbau reichte bis 2,50 und wurde bis 4,10 m A. P. durch eine an Ort und Stelle gestampfte Betonschicht abgedeckt, bei der folgende lehrreiche Erfahrung gemacht wurde. Es zeigte sich nämlich bald nach der Vollendung der Bauten, daß der Beton den Angriffen des Seewassers nicht standhielt und in großen Stücken durch den Wellenschlag fortgeführt wurde. Man schrieb die schlechte Beschaffenheit des Betons dem Umstande zu, daß er in sehr großer Entfernung von der Verwendungsstelle gemischt und in Bahnwagen einen langen Weg befördert wurde, so daß infolge der kräftigen Erschütterung eine teilweise Entmischung stattfand und auch zu lange Zeit bis zur Verwendung verging; vermutlich hatte das Abbinden des Betons bereits begonnen, ehe er zum Einstampfen gelangte. Infolge dieser Erfahrung wurde bei den Wiederherstellungsarbeiten der Beton unmittelbar an der Verwendungsstelle gemischt. Im übrigen umhüllte man den Beton an den Seiten durch 0,33 m starke Klinkermauern und deckte ihn oben durch eine Klinker-Roll- und -Flachschicht ab. Lehrreich ist bei der Baugeschichte dieser Molen, daß die anfangs im Jahre 1866 benutzte Blockgröße im Laufe der Zeit von durchschnittlich 2,4 cbm bis auf 9 cbm Inhalt vergrößert werden mußte, da die Erfahrung lehrte, daß es besser sei, die sichere Lage der Blöcke durch ihre Größe und Schwere zu erreichen, als sich auf die Verankerung zu verlassen. Ebenso wurde die Betonmischung allmählich fetter gewählt, da die zuerst hergestellten Blöcke nicht genügend Festigkeit besaßen, mit 1 Teil Zement auf 3 Teile groben Flußsandes und 5 Teile Kies erscheint sie jedoch immer noch reichlich mager.

Wie bereits oben erwähnt, kann man durch Anordnung von geneigten Lagerfugen weitere Vorteile gegenüber der soeben behandelten Bauweise



Querschnitt. Seitenansicht.

Abb. 45. Mole in Colombo. Beispiel für Blockbau mit geneigten Lagerfugen.

erreichen. Bei diesem Verfahren werden die Blöcke gewissermaßen übereck gestellt, so daß die Lagerfugen eine Neigung von 60 bis 80° gegen die Wagerechte erhalten (Abb. 45). Es ist leicht einzusehen, daß bei dieser Anordnung die Blöcke sowohl in den Lagerfugen als auch in den Stoßfugen auf-

einander drücken, während dies bei wagerechter Schichtung nur in den Lagerfugen der Fall ist; man muß daher annehmen, daß der Verband durch die an allen Berührungsflächen stattfindende Reibung ein besserer wird.

Ein weiterer Vorteil ist darin zu erblicken, daß infolge der geneigten Lagerfugen bei einem nachgiebigen, der Belastung nicht gewachsenen Untergrunde die Blöcke einer Reihe auf der benachbarten gleiten können. Die einzelnen Blockreihen sind also vollständig unabhängig voneinander. Dieses Verfahren ist daher besonders geeignet für den Aufbau von Molenkörpern auf Steinschüttungen. Etwaige auf der Oberfläche entstandene Unebenheiten können später, nachdem die Bewegungen aufgehört haben, durch eine die Mole überdeckende Betonschicht ausgeglichen werden. Auf diese Weise werden gewissermaßen die durch Versackungen notwendig gewordenen Ausbesserungen von unten, wo die Versackungen stattgefunden haben, nach oben verlegt, wo sie leicht ausgeführt werden können.

Wird das Verfahren bei losem Untergrunde angewendet, so bleibt natürlich die Bedingung der Sicherung der Bauwerke gegen Unterspülungen bestehen.

Um vor der Aufbringung der Betonkappe den Verband der Blöcke zu erhöhen, werden zweckmäßig in den Längsseiten der Blöcke Rillen rechteckigen oder halbrunden Querschnittes angebracht, die nach dem Versetzen der Blöcke genau gegenüberstehen und Hohlräume bilden, die mit Beton ausgefüllt werden können und so die einzelnen Blockreihen miteinander verdübeln.

Bei einem noch zu erwähnenden Beispiel ist diese Verdübelung nur über N.W. angewandt worden, darunter wurden sie durch Vorsprünge ersetzt, die auf der Oberseite der Blöcke angebracht waren und in entsprechende Vertiefungen auf der Unterseite der darüberliegenden paßten.

Ein ferner nicht zu unterschätzender Vorteil besteht darin, daß die Bauwerke jederzeit eine ziemlich große Widerstandskraft besitzen, so daß während der Bauausführung Zerstörungen durch plötzlich aufkommende Stürme weniger zu fürchten sind. Ebenso ist ein vorläufiger Abschluß am Schlusse einer Bauperiode entweder entbehrlich oder nur in geringer Stärke erforderlich.

Für die Bauausführung kommt bei dieser Bauweise nur das Vorgehen vom Ufer aus in Frage, und es ergibt sich für die dazu erforderlichen Krane eine geringere Auslegerweite, als es bei den anderen Verfahren nötig ist.

Auf einen Umstand muß jedoch beim Versetzen der Blöcke sorgfältig geachtet werden; werden nämlich die untersten Blöcke nicht genau dicht an die vorhergehenden verlegt, so werden allmählich die Lagerfugen flacher geneigt, eine Erscheinung, die bei weiterem ungenauen Verlegen immer mehr zunimmt. Man kann diesem Übelstand nur durch große Sorgfalt vorbeugen, und ihn, wenn er einmal eingetreten ist, nur dadurch beseitigen, daß eine Reihe besonders zugepaßter Ausgleichblöcke versetzt wird.

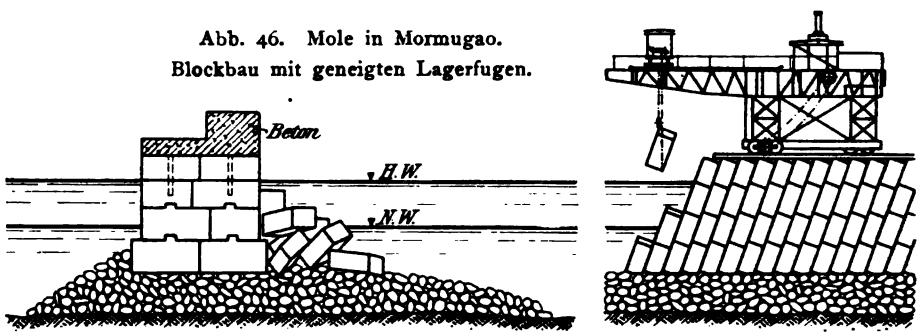
Die Bauweise mit geneigten Lagerfugen ist nach Shield in England schon im Anfang des 19. Jahrhunderts zur Anwendung gelangt, auch in neuerer Zeit sind eine Anzahl Ausführungen vorgekommen, bei denen gute Erfolge zu verzeichnen sind, so daß das Verfahren große Beachtung verdient. Man findet so gebaute Molen und Wellenbrecher in Ardrossan, bei dem Manora-Wellenbrecher in Kurrachee (76°) in Vorder-Indien, in Colombo (68°), in

Madras (75°), in Mormugào (70°), in La Réunion (70°), in Constantza (48°) und an noch mehreren Orten. Die hinter den Namen eingeklammerten Zahlen geben die Neigung der Lagerfugen an.

Zwei kennzeichnende Beispiele bilden Colombo und Mormugào (Abb. 45 und 46). An ersterem Orte ruht die Blockmauer auf einer Steinschüttung, sie hat eine Breite von 9,70 m und ist bis N.W. 9,38 m hoch. Sie besteht aus 6 Blockschichten, deren jede aus drei verschieden langen Blöcken gebildet wird, so daß die Fugen versetzt werden. Die oberen und unteren Blöcke sind wagerecht abgeschnitten. Zur Verstärkung des Verbandes sind in den Blöcken 5 Rinnen quadratischen Querschnittes von 0,45 m Seite angeordnet, die nach dem Aufhören von Bewegungen mit Beton in Säcken ausgefüllt wurden. Die Blockmauer ist durch eine 1,52 m starke Betonkappe abgedeckt worden. Zum Schutz des Fußes der Mauer sind ferner in 7 m Breite 10 t schwere Betonsäcke auf die Steinschüttung verlegt worden.

In etwas anderer Weise erfolgt die Verbindung der Blöcke in Mormugào, wie Abb. 46 zeigt. Auch hier ruhen die Blöcke auf einer Steinschüttung und

Abb. 46. Mole in Mormugao.
Blockbau mit geneigten Lagerfugen.



Querschnitt. Seitenansicht.

sind gegen Unterspülung durch vorgelagerte Blöcke gesichert. Der Blockbau besteht aus 4 Schichten, von denen die beiden unteren Ansätze erhalten haben, mit denen sie in entsprechende Vertiefungen der darüberliegenden eingreifen. Die beiden oberen Reihen sind dagegen in der bisherigen Weise durch Betondübel verbunden. Eine Betonabdeckung und Brustmauer aus dem gleichen Stoffe findet sich auch hier. Das Gewicht der Blöcke schwankt von 29 bis 37,5 t.

Beide Beispiele gehören, genau genommen, da sie auf einer verschieden starken Steinschüttung ruhen, zu einer später zu behandelnden Gruppe der zusammengesetzten Wellenbrecher, sie sind aber, da sie gute Beispiele des Blockbaues darstellen, hier aufgeführt worden.

Ein drittes Beispiel, von dem Fischereihafen in Scheveningen[1]) stammend, zeigt noch eine andere Art des Blockverbandes und gehört gleichzeitig zu der reinen steilen Form (Abb. 47). Da der Untergrund aus beweglichem Sande besteht, so wurde er zunächst mit einem breiten Sinkstück abgedeckt, das mit einer Schüttung aus schweren Steinen belastet wurde. Außerdem erhielt die Steinschüttung unmittelbar am Fuße der Blockmauer noch eine Abdeckung aus

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 504.

10 t schweren Betonsäcken von 4,5 m Länge, 1,50 m Breite und 0,6 m Dicke. Die Sinkstücke wurden ferner vor dem Versetzen der Blöcke mit einer dünnen Kiesschicht abgeglichen. Zur Anwendung gelangten übereinander zwei Blockreihen, die nach der Tiefe aus je drei Blöcken bestanden. Es wurde nun, abweichend von den bisherigen Beispielen, hier besonderer Wert auf die Abdichtung der Querfugen gelegt und dies dadurch erreicht, daß die mittlere Blockreihe von 1 m Breite, um eine halbe Blockstärke, die überall 1,5 m beträgt, versetzt wurde, so wurden die geneigten Lagerfugen völlig geschlossen; dadurch entstand der Nachteil von zwei durchlaufenden Längsfugen, der dadurch beseitigt wurde, daß je zwei der äußeren Blockreihen durch galvanisierte eiserne Anker verbunden wurden. Ferner wurden die übereinanderliegenden Blöcke durch galvanisierte eiserne Dübel in Verbindung gebracht. Die Breite der äußeren Blockreihen nahm mit zunehmender Tiefe von 2 bis 2,50 m zu, ihre Höhe betrug bis zu 3,5 m, so daß ein Blockgewicht von 25 t nicht überschritten wurde. Da die seewärtigen Enden der Molen nach einem Kreisbogen gekrümmt sind, so sind auf dieser Strecke die Blöcke im Grundriß trapezförmig gestaltet und die mittleren um 3 cm und die äußeren um 6 cm stärker hergestellt worden. Als Betonmischung wurde bis + 2,75 m 1 Teil Zement, $^1/_2$ Teil Traß,

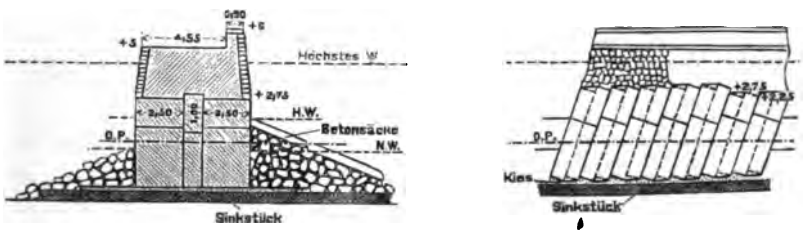


Abb. 47. Mole in Scheveningen. Blockbau mit geneigten Lagerfugen.

3 Teile Flußsand und 5 Teile Kies und darüber eine solche von 1 : $^1/_2$: 3 : 7 aus den gleichen Stoffen gewählt. Über 2,75 m wurden außerdem die Außenflächen mit Basaltsäulen von 0,35 m Länge verblendet.

Bemerkenswert ist noch, daß die See-Enden der beiden Molen in anderer Weise erbaut wurden. Da aus Verteidigungsrücksichten in ihnen Minenkammern angebracht werden mußten, so war die Blockbauweise ausgeschlossen, es wurden eiserne Senkkasten benutzt, über die weiterhin Näheres gegeben werden wird.

e) Bauwerke unter Verwendung von schwimmenden Blöcken.

Bei dem Verfahren zur Herstellung von Molen und Wellenbrechern durch Betonschüttungen oder Blockbau besteht eine gewisse Schwäche darin, daß während der Ausführung auftretende Stürme ein mehr oder weniger unfertiges Bauwerk vorfinden (allerdings am wenigsten bei dem Blockbau mit geneigten Lagerfugen), das leicht Zerstörungen ausgesetzt ist. Man sucht dem durch Vergrößerung der Blöcke entgegenzuwirken, kann das aber nur bis zu der Grenze treiben, die durch die Möglichkeit gegeben ist, so große Körper noch sicher zu handhaben und genau zu versetzen.

In dem Bestreben, der Gewalt der Wellen möglichst große Massen entgegenzusetzen, hat man nun in neuerer Zeit einen wesentlichen Schritt vorwärts

gemacht, indem man Schwimmkörper von Blockgestalt aus Eisen oder Eisenbeton formte und diese schwimmend an die Verwendungsstelle brachte, wo sie durch Einlassen von Wasser versenkt wurden. Indem man die Hohlräume durch Einbringung von Beton unter Wasser mit Hilfe von Kasten oder durch Trockenlegung einzelner Abteilungen und Ausfüllung mit Stampfbeton nach und nach beseitigte, entstand an Ort und Stelle ein Block von beliebig großen Abmessungen, der in der Regel die Größe des ganzen Wellenbrecherquerschnitts erhielt. Man bekam auf diese Weise Stücke, die für sich allein imstande sind, den Angriffen der Wellen zu widerstehen, und die, da sie im Anfang ohne Verbindung miteinander gelassen werden, sich unabhängig setzen können. Sollen Blöcke dieser Art zur Bildung von Molen steiler Form benutzt werden, so ist das Vorhandensein eines tragfähigen Untergrundes erforderlich, denn sie würden, da sie eine gewaltige Last darstellen, in weichem Boden leicht versinken.

Die Bauweise eignet sich besonders für Tidemeere mit starkem Flutwechsel, da dieser das Flottmachen der Blöcke und, wenn die Blöcke eine solche Höhe erhalten, daß sie bei N.W. aus dem Wasser hervorragen, den weiteren Aufbau sehr erleichtert. Ein Hauptanwendungsgebiet werden für die schwimmenden Blöcke immer die Molenköpfe bilden, da diese den Angriffen am meisten ausgesetzten Teile aus einem einzigen Stück hergestellt werden können und dadurch große Standsicherheit gewinnen.

Ein weiterer Vorteil der Bauweise mit schwimmenden Blöcken ist darin zu erblicken, daß der Baufortschritt ein sehr schneller sein kann, sofern man eine genügend große Anzahl von Blöcken vorher an Land fertiggestellt hat. Auch ist zu beachten, daß die Beschaffenheit des Betons, da er an Land, gewissermaßen in der Werkstatt hergestellt wird, ebenso wie bei den künstlichen Blöcken erstklassig sein kann.

Was die Größe der Blöcke anbetrifft, so sind z. B. in Bizerta Blöcke von 8 m Breite und Höhe bei 31 m Länge im Gewicht von 5000 bis 6500 t und in Zeebrügge solche von 9 m Breite und Höhe, 25 m Länge und 4500 t Schwere verwendet worden.

Man wird jedoch die Größe der Blöcke nicht beliebig steigern können, da namentlich die Länge dadurch begrenzt wird, daß es wünschenswert ist, die Blöcke sich möglichst unabhängig setzen zu lassen; werden die Längen zu groß, so kann es vorkommen, das ein Block hohl liegt und innere Spannungen entstehen, die zum Bruch führen können.

Schwimmende Blöcke sind bisher zur Ausführung gelangt in Bizerta, Bilbao, Barcelona, Scheveningen, Zeebrügge und Talcahuano (Chile). Zur Behandlung in diesem Abschnitt eignen sich jedoch nur diejenigen von Zeebrügge, Scheveningen und Talcahuano, da sie allein der steilen Molenform entsprechen, während die erstgenannten auf Steinschüttungen versetzt sind und daher zu den zusammengesetzten Wellenbrecherformen, die weiterhin besprochen werden, gehören.

In dem durch Abb. 48 dargestellten Querschnitte der Mole von Zeebrügge[1]) ist die Bauweise zur Genüge gekennzeichnet. Auf einer durch eine

[1]) Les Ports et le Canal Maritime de Bruges. Von M. L. Coiseau. Paris 1905, Rue Blanche 19.

Steinschüttung gebildeten Unterlage erheben sich große Blöcke, die auf der mit einem Kai und Hinterfüllung versehenen Strecke 7,5 m, auf der freistehenden 9 m stark sind, 7 bis 9 m Höhe und 25 m Länge haben und 3000 bis 4500 t wiegen. Ihre Gestalt wird durch Abb. 49 näher erläutert; der äußere Mantel besteht aus 3 mm starkem Eisenblech, das am Boden durch 1 m hohe Gitterträger und an den Seiten durch 18 daran anschließende Spanten ausgesteift wird. Den unteren Rand umsäumt eine 0,5 m hohe Schneide, die die Verbindung der Blöcke mit dem Untergrund erhöhen soll Das Eisenwerk ist, wie Abb. 49 zeigt, mit Beton umhüllt worden, der aus 3 Teilen Sand, 3 Teilen Steinbrocken und 200 kg Portlandzement je cbm zusammengesetzt wurde.

Zur Anfertigung von 116 Blöcken wurde ein vorzeitig ausgehobener Teil des Binnenhafens benutzt, der nach Beendigung der Arbeiten an den Blöcken und an der Einfahrtschleuse mit Wasser angefüllt wurde, so daß die Blöcke aufschwammen

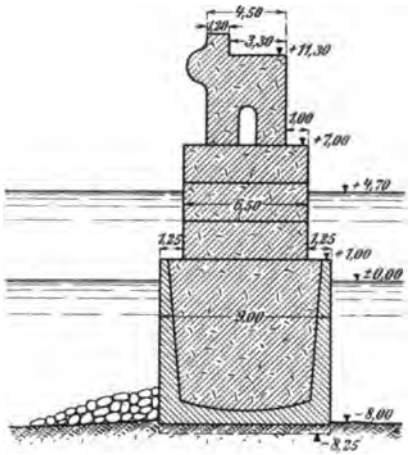


Abb. 48.
Querschnitt der Mole von Zeebrügge.
Verwendung von schwimmenden Blöcken.

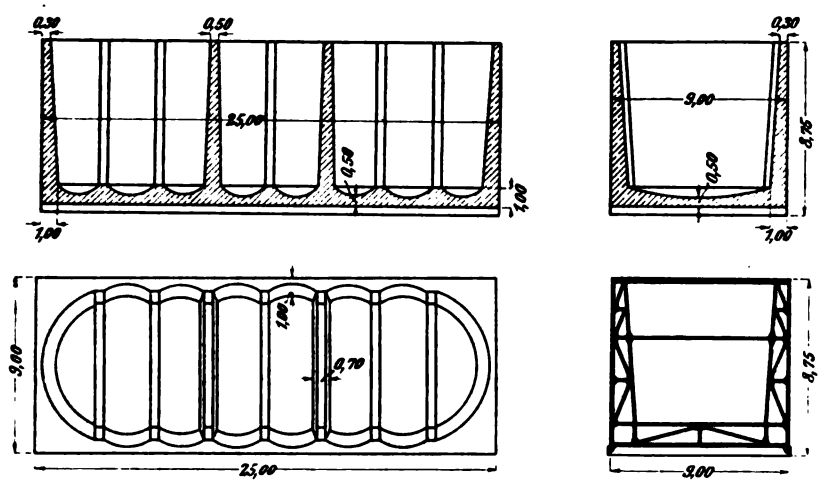


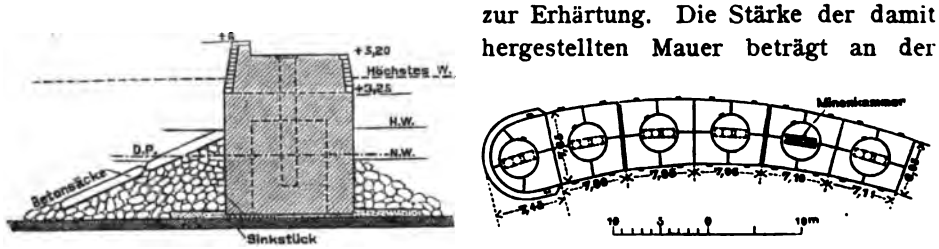
Abb. 49. Gestaltung und Abmessungen der schwimmenden Blöcke von Zeebrügge.

und verwendungsbereit waren. 17 andere wurden später in dem Trockendock hergestellt. Die Blöcke wurden so lange mit Wasser gefüllt gehalten, bis sie zur Verwendung herankamen, um zu verhindern, daß sie hin und her schwammen. Kurz vor ihrer Beförderung an den Bestimmungsort wurden sie trocken gepumpt, durch zahlreiche Holzbalken ausgesteift und von drei Dampfern nach dem Molenende geschleppt. Nachdem sie dort genau eingerichtet waren und durch Drahtseile mit dem fertigen Ende verbunden waren, wurden die Verschlüsse mehrerer Löcher geöffnet, so daß Wasser in

den Innenraum eindrang und den Block zum Versinken brachte. Die Blöcke hatten in schwimmendem Zustande einen Freibord von 0,80 m und ragten nach dem Absenken 1 m über N.W. empor. Der ganze Vorgang wurde so zeitig eingeleitet, daß das Absenken gerade zur Zeit des Stauwassers stattfand, also kurz nach H.W.

Nach dem Absenken wurde unverzüglich zur Ausfüllung des Blockes geschritten. Sie erfolgte mit Hilfe von Kasten von 9 cbm Inhalt, die mit Bodenklappen versehen, auf Radgestellen herangefahren und mit Hilfe eines großen Kranes bis auf den Boden der Blöcke herabgelassen wurden, worauf sie sich öffneten und entleerten.

Der weitere Aufbau erfolgte gleich darauf durch drei Schichten von 55 t schweren, 5 m langen, 2,5 m breiten und 2 m hohen Blöcken. Bei diesen Blöcken wurden 235 kg Zement auf 1 cbm Sand und Steine genommen, also eine etwas fettere Mischung gewählt, entsprechend den stärkeren Angriffen, die die Mole über N.W. erfährt. Die Blöcke hatten zwei bis drei Monate Zeit zur Erhärtung. Die Stärke der damit hergestellten Mauer beträgt an der



Querschnitt. Grundriß.

Abb. 50. Mole in Scheveningen. Schwimmende Blöcke aus Eisen mit Betonfüllung.

Kaistrecke 5 m, an dem freistehenden Ende 6,50 m; darüber erhebt sich noch bis zu 8,80 m über H.W. Springflut eine 3 bezw. 4,50 m starke Stampfbetonbrustmauer, die am äußeren Ende noch einen geschützten Gang besitzt um die Hafenleuchte zu jeder Zeit erreichen zu können.

In ähnlicher Weise wurden in Scheveningen für die gekrümmten Molenenden je drei eiserne Senkkasten, die die durch Abb. 50 dargestellte Gestalt und Abmessuugen hatten, verwendet; jeder von ihnen wurde durch Zwischenwände in Abteilungen zerlegt, von denen die mittleren zylindrisch waren und zur Aufnahme von Minenkammern dienten. Die Abteilungen konnten einzeln zum Versenken geöffnet und später zur Ausfüllung mit Stampfbeton wieder geschlossen und trockengelegt werden. Die gleiche Abbildung zeigt auch einen Querschnitt durch ein Molenende.

Bei der Herstellung der Blöcke kommt es darauf an, eine große zusammenhängende Masse zu bilden; aus diesem Grunde müssen im Inneren bis oben durchgehende Trennungswände vermieden werden, wie es z. B. in Zeebrügge geschehen ist. Auch können Holzbalken zur vorläufigen Aussteifung benutzt werden, die bei der Ausfüllung nach und nach entfernt werden.

An Stelle von eisernen Umfassungswänden können auch solche aus Eisenbeton gebildet werden, die den Vorteil einer besseren Vereinigung mit der Füllmasse bieten, während bei den eisernen erwartet werden muß, daß sie nach einiger Zeit verrosten und fortgeschlagen werden.

Auch hierfür liegen bereits Ausführungen vor, von denen die in Talcahuano in Chile durch Abb. 51 wiedergegeben werden möge. Die hier verwendeten Blöcke haben 10 m Länge und sind durch Eisenbetonbalken und Zwischenwände ausgesteift. Sie ruhen auf einer dünnen Steinschüttung und sind mit Sand und Steinen ausgefüllt worden. Seeseitig sind sie noch durch eine starke Schüttung gegen Unterspülung geschützt. Eine Ausfüllung mit Beton wäre auch hier vorzuziehen gewesen. Die Linie *S—S* deutet die Schwimmlage an.

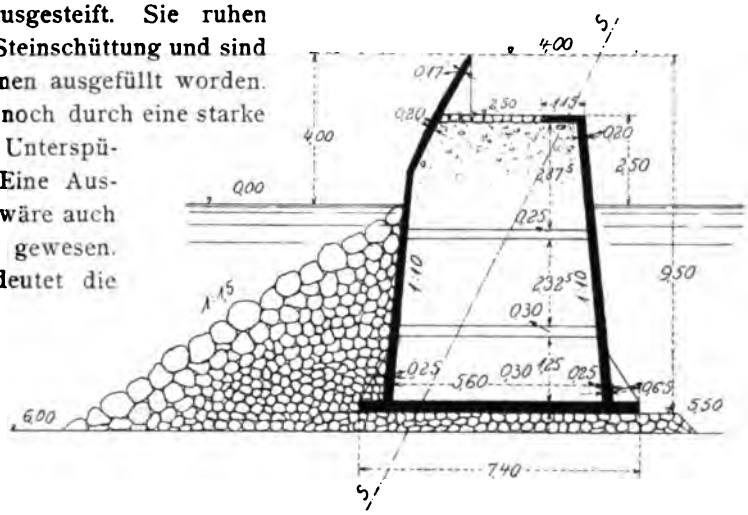


Abb. 51. Mole in Talcahuano. Schwimmkasten aus Eisenbeton.

Nach Ansicht des Verfassers ist das Verfahren, große Blöcke durch Schwimmkörper herzustellen, wohl berufen, weiter entwickelt zu werden, da die bisher damit gemachten Erfahrungen günstige sind.

f) Bauwerke unter Anwendung der Preßluftgründung.

Bei einigen französischen Häfen beabsichtigte man, die Vorteile von steilen Molen zu erreichen und sie gleichzeitig so sicherzustelfen, daß Unfälle, wie z. B.

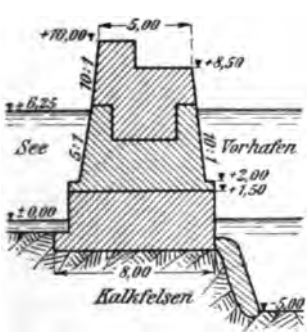


Abb. 52. Mole in La Pallice. Unterbau unter Preßluft unter schwimmender Arbeitskammer hergestellt.

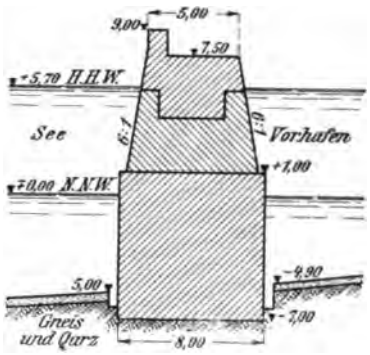


Abb. 53. Mole in St. Nazaire. Unterbau unter Preßluft mit schwimmender Arbeitskammer hergestellt.

am Tyne, durch Unterwaschung nicht vorkommen könnten; zu dem Zweck erfolgte die Gründung der Molenkörper unter Zuhilfenahme der Preßluftgründung, und zwar in ihren beiden Formen mit verlorener und schwimmender Arbeitskammer.

Beispiele für die letztere Art bilden die Molen von La Pallice und St. Nazaire, die durch Abb. 52 u. 53 dargestellt werden. Bei beiden wurde der

unterste Teil bis über N.W. unter schwimmenden Taucherglocken hergestellt und bis in den festen Fels hineingeführt. Das zunächst folgende Stück bis H.W. wurde in freier Luft aus Zement und Beton aufgeführt und endlich der oberste Teil einschließlich der Brustmauer aus Mauerwerk mit hydraulischem Kalk gemauert. Dabei wurden die Molen aus einzelnen Stücken hergestellt die später durch Versenken von Beton unter Wasser oder mit Hilfe von Preßluft verbunden wurden.

Im Gegensatz zu diesem Beispiel wurde bei den neuen Molen in Dieppe (Abb. 54) zu verlorenen Arbeitskammern gegriffen, die bis in die im Untergrunde anstehende Kreide hinein abgesenkt wurden. Die Molenkörper bestehen hier aus Kiesbeton, sind aber durch Mauerwerk verblendet.

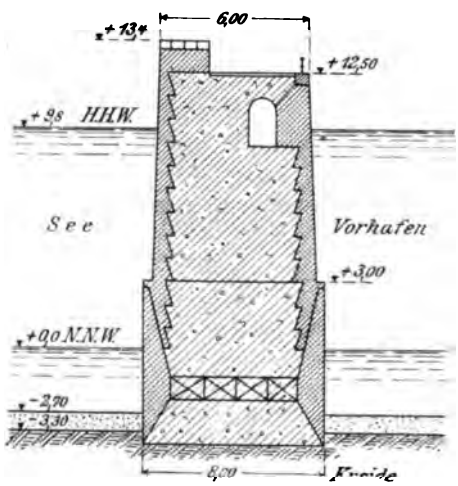


Abb. 54. Mole in Dieppe.
Ausführung unter Preßluft mit verlorener Arbeitskammer.

Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens ist jedoch das Vorhandensein mäßig tiefer und geschützter Stellen, da sonst der ganze zur Preßluftgründung gehörige Apparat sehr gefährdet wird. Abgesehen davon wird die Ausführung nicht billig sein, daher nur bei wichtigeren Häfen in Betracht kommen. Von großem Wert ist allerdings auch die große Sicherheit, die für die Gründung eines so wichtigen Bauwerkes, wie es eine Mole nun einmal ist, durch den der Preßluftgründung eigentümlichen Vorzug erreicht wird, daß die Fundamentfuge genau besichtigt und untersucht werden kann

B. Wellenbrecher und Molen mit geneigten Seitenflächen.

Über die allgemeinen Eigenschaften der Wellenbrecher und Molen mit geneigten Seitenflächen sind in der Einleitung zu diesem Kapitel bereits ausführliche Angaben gemacht worden; es sei hier nur darauf hingewiesen, daß diese Form die am meisten verbreitete und auch die älteste Ausführungsart ist, da bei ihrer Herstellung, wenn einfache Steindämme zur Ausführung kamen, nur geringe Kunstfertigkeit und einfache Hilfsmittel erforderlich waren. Für ihre Anwendung ist in den meisten Fällen das Vorhandensein von Steinbrüchen mit geeigneten Steinarten in geringer Entfernung von der Baustelle Vorbedingung, obgleich die Kunst des Ingenieurs sich auch hiervon durch Anfertigung künstlicher Steine freizumachen bestrebt hat.

Ein weiter hervorzuhebender Vorzug der Dämme mit geneigten Seitenflächen besteht ferner darin, daß sie auch in größten Tiefen, wo andere Verfahren versagen, und auch auf schlechtem Baugrund ausgeführt werden können. Bei weniger wichtigen Bauten hat man Steine nur zur Umhüllung verwendet und das Innere der Bauwerke aus billigerem Baustoff, Sand, Kies und Faschinen gebildet.

a) Bauwerke unter Verwendung von Sand, Kies und Faschinen.

Bei diesen Bauwerken handelt es sich darum, einen aus Erde oder kleinen Steinen geschütteten Kern durch widerstandsfähigere, festen Zusammenhang darbietende Stoffe zu umhüllen, um ihn dadurch gegen die Angriffe der See zu schützen. Bezüglich der äußeren Form ist zu bemerken, daß die Bauwerke aus den genannten Baustoffen eine dammähnliche Gestalt annehmen, mit einer nach der Seeseite zu flacheren Böschung. Bei der Festsetzung der Abmessungen wird man als Regel beachten, daß die äußere Böschung um so flacher gewählt werden muß, je weniger widerstandsfähig der zu verwendende Baustoff ist.

Naturgemäß ist der Platz für Bauwerke aus derartigen Stoffen an geschützteren Stellen; es gibt aber auch Fälle, wo sie mit Erfolg an freieren Orten hergestellt worden sind.

Ein Beispiel eines einfachen Erddammes, der nur so weit befestigt ist, als die Wirkung der Wellen reicht, bildet der Abschlußdamm des neuen Werftaußenhafens in Kiel (Abb. 55). Der Damm wurde im wesentlichen aus Erde

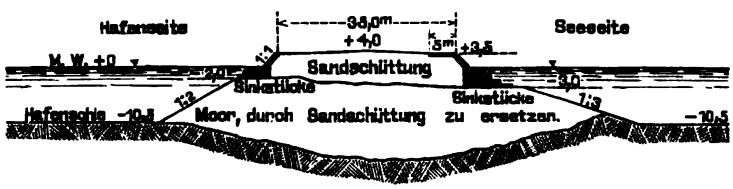


Abb. 55. Mole am Werftaußenhafen in Kiel.
Erddamm mit äußerer Befestigung.

hergestellt, die bei benachbarten Abschachtungen gewonnen wurde; vor ihrer Aufschüttung hatte man an der Baustelle die obersten, weichsten Schlammschichten durch Baggerung entfernt. Die Seitenböschungen der Erdschüttung sind nach der See zu mit einer Neigung 1 : 3 und nach dem Hafen zu mit 1 : 2 hergestellt worden. Die Außenseite ist sodann bis — 3 m und die Binnenseite bis — 2 m durch mehrere Lagen 0,60 m hoher Faschinensinkstücke von je 0,60 m Höhe geschützt worden; die oberste bis M.W. reichende Lage besteht aus Faschinenpackwerk. Von M.W. an bis + 3,5 m folgt dann eine in Kies gebettete Pflasterung aus gespaltenen Findlingen, die auf der Seeseite noch 5 m auf die Dammkrone hinaufreicht und mit einer 0,30 m starken Tonschicht unterbettet ist. Der ganze molenförmige Damm hat die ungewöhnlich große Kronenbreite von 35 m.

Die Möglichkeit einer so schwachen Ausführung einer Mole ist nur durch die besonders geschützte Lage der Baustelle in der Kieler Bucht zu verstehen (vergl. Bd. I, S. 13, Abb. 3 und S. 27, Abb. 14).

Auch die Hafendämme des kleinen Fischereihafens von Norderney[1]) bestehen bei ihrer geschützten Lage im Süden der Insel im wesentlichen aus einem Erdkern mit äußerer Befestigung durch Pflaster. Abb. 56 zeigt die für den östlichen Hafendamm angewandte Bauweise. Den Fuß der Pflasterung stützt eine 2 m breite, zwischen tiefgreifenden Pfahlreihen gepflasterte Berme;

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1891, S. 518, Taf. 69; vergl. a. Bd. I, S. 44, Abb. 23.

ferner ist die Böschung des Erdkörpers bis zur H.W.-Höhe durch Faschinenpackwerk, das in dünnen Lagen hergestellt und mit Schlick eingeschlämmt wurde, um spätere Sackungen zu vermeiden, gegen Auswaschungen gesichert. Über H.W. verfolgt den gleichen Zweck eine Strohstickung. Das Pflaster selbst besteht aus trocken auf Ziegelbrocken verlegten, roh behauenen Quadern von 0,40 m Dicke, deren Fugen sorgfältig mit Ziegelbrocken ausgezwickt sind. Der Erdkörper wurde aus feinem Sand aufgeschüttet, der sich unter dem Einfluß der Überströmung sehr fest lagerte. Im ganzen hat die hier angewandte Bauweise große Ähnlichkeit mit den an der Nordsee üblichen Buhnen, deren Gestalt für ähnliche Fälle als Muster herangezogen werden kann.

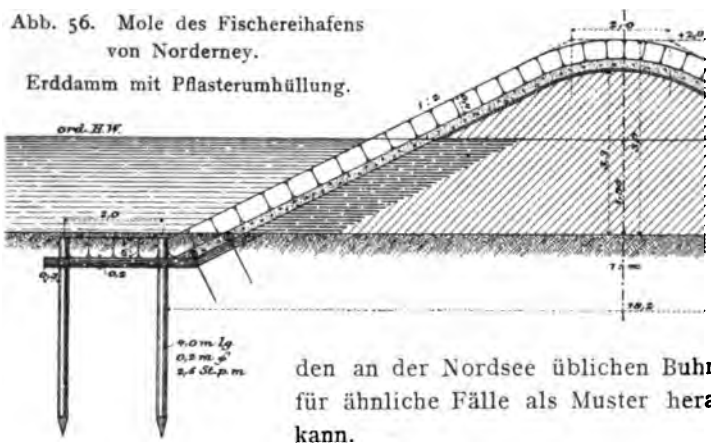


Abb. 56. Mole des Fischereihafens von Norderney. Erddamm mit Pflasterumhüllung.

Erheblich kräftiger sind die Molen des kleinen Fischereihafens von Urk an der Zuidersee ausgeführt worden.[1]) Sie ruhen in voller Breite auf einem Sinkstück und bestehen im Inneren aus gebaggertem Kleiboden, der bis N.W durch Senkstücke zusammengehalten wird (Abb. 57). Auf der Binnenseite ist durch die Pfähle einer Laufbrücke und dahintergestellte Holztafeln eine lotrechte Begrenzung hergestellt worden, um kleineren Schiffen das Anlegen zu ermöglichen. Über H.W. wird der Erdkörper auf beiden Seiten durch ein Pflaster aus Säulenbasalt geschützt, das auf einer 0,25 m starken Ziegelsteinbrockenschicht liegt, die wiederum auf einer durch eine Reeth-Decke (Schilf) befestigten Kleischicht ruht. Die 1 m breite Krone ist durch gewöhnliche, lagerhafte Steine abgedeckt worden; endlich schützt eine Steinschüttung die Außenseite von N.W. abwärts.

An den holländischen Küsten findet man eine ganze Anzahl ähnlicher Ausführungen, die wegen ihrer leichten und einfachen Herstellung sehr beliebt sind, so daß man mit Recht von einer holländischen Molenbauweise sprechen kann. Ein kennzeichnendes Beispiel für diese aus Erde und Faschinen hergestellten Bauwerke bieten die Molen des Hafens von Harlingen[2]) an der Zuidersee, deren Hauptquerschnitte Abb. 58 darstellt. Sie bestehen aus einem Sandkern, der bis N.W. durch Sinkstückdämme eingeschlossen ist; die Sinkstücke sind auf der Seeseite durch schwere Steine, auf der Hafenseite durch Mauersteinbrocken beschwert. Über N.W. bedeckt den Sandkern eine 1 m starke Kleischicht, die mit Strohbestickung bedeckt ist und eine 0,5 bis 0,3 m starke Ziegelsteinbrockenlage trägt, die 0,80 bis 0,25 m hoch mit Säulen-

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 162; vergl. a. Bd. I, S. 36, Abb. 18.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1898, S. 608.

basalt abgepflastert ist. Hierbei hat die Kleidecke den Zweck, den Sand vor dem Auswaschen zu schützen Die Strohbestickung dient zur vorläufigen Befestigung der Kleischicht, bis das Pflaster aufgebracht worden ist.

In gleicher Weise sind die Hafendämme der gleichfalls an der Zuidersee belegenen Häfen von Stavoren und Lemmer ausgeführt worden.

Wesentlich kräftiger sind die beiden, die neue Maasmündung einfassenden Molen gehalten, da sie bei ihrer Lage an der Nordsee bedeutend heftigeren Angriffen ausgesetzt sind (Abb. 59). Sie bestehen im Inneren ganz aus Faschinen, und zwar bis zur N.W.-Höhe aus Sinkstücken und darüber aus Packwerk An den Außenseiten sind die Sinkstücke mit großen Steinen beschüttet, deren Gewicht am Fuße 80 bis 100 kg, darüber 500 kg und an den Molenköpfen 1000 kg beträgt. Über N.W. bedeckt die Dämme ein Pflaster aus 0,50 m hohen Basaltsäulen, das zwischen Pfahlreihen verlegt ist, die sowohl den

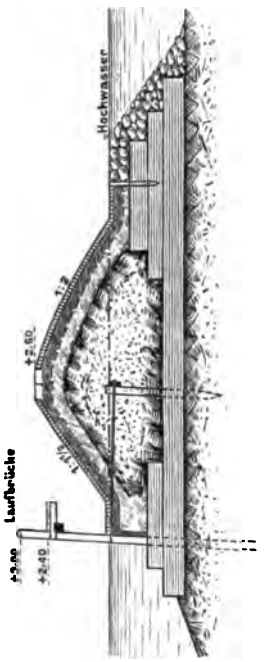


Abb. 57. Mole von Urk.
Erddamm auf Sinkstückunterlage mit Pflasterabdeckung.

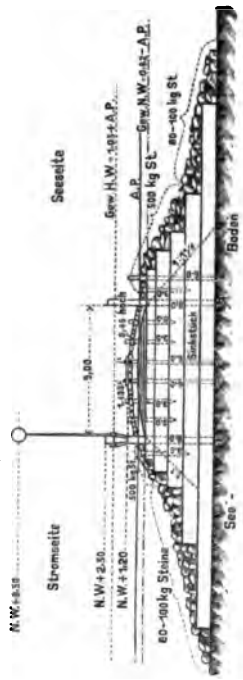


Abb. 59. Molen der neuen Maasmündung. Mit Steinen bedeckte Sinkstückdämme.

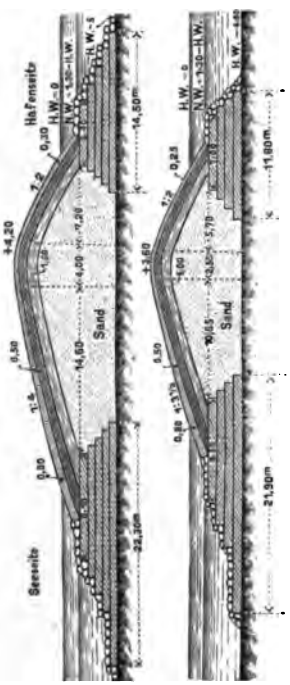


Abb. 58. Molen von Harlingen.
Erddamm auf Sinkstücke und Pflasterumhüllung.

Zusammenhang des Pflasters vergrößern als auch als Wellenbrecher dienen sollen. Da die Dämme bei Sturmfluten überströmt werden, so wird ihre Lage durch kennzeichnend gestaltete Baken bezeichnet. Die Molenköpfe sind durch größere

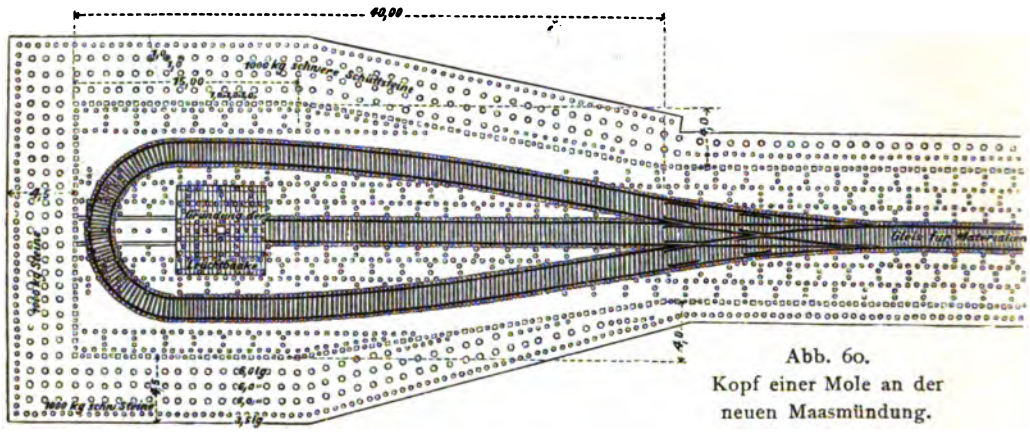


Abb. 60.
Kopf einer Mole an der neuen Maasmündung.

breite und flachere Böschungen gebildet worden; den Grundriß eines derselben zeigt Abb. 60.

Auch an den deutschen Ostseehäfen hat sich die holländische Bauweise eingebürgert, wo sie die wenig befriedigenden Steinkisten ablöste; doch ist sie in den meisten Fällen wieder aufgegeben worden, als durch G. Hagen die Pfahlwandmolen zur Einführung gelangten, da sie sehr hohe Unterhaltungs-

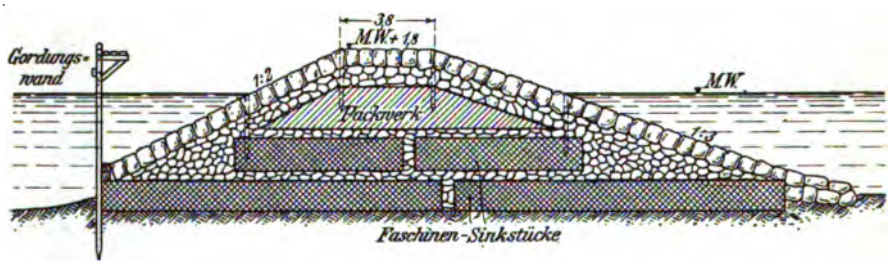


Abb. 61. Mole aus Sinkstücken mit Steinabdeckung an der Ostsee.

kosten verursachten. Eine kennzeichnende Darstellung der Bauweise gibt Abb. 61. Der Unterbau bestand in den unteren Lagen ganz aus Sinkstücken, die mit Steinen beschüttet wurden und darüber aus Packwerk. Dieser Kern wurde mit einem starken Pflaster auf kleineren Steinen umhüllt, das auf der Krone aus bis zu 0,94 m und an den Böschungen bis zu 0,78 m starken roh behauenen Steinen bestand. Aus diesem Pflaster wurden bei starken Stürmen fast regelmäßig einzelne Steine herausgehoben und forgetrieben, da sie aneinander nicht genügend Halt fanden und trotz aller Sorgfalt des Verlegens doch immer noch so große Fugen offen ließen, daß die auflaufenden Wellen in das Pflaster eindrangen, die Steine erschütterten, lockerten und herausschlugen. In dieser Hinsicht haben sich die an den holländischen Küsten angewendeten Basaltsäulen besser bewährt, da sie sich infolge ihrer prismatischen Gestalt sehr dicht aneinander setzen ließen und sich bei ihrer im Vergleich

zur Kopffläche sehr großen Länge durch Reibung untereinander festklemmten. Diese Reibung wurde in manchen Fällen durch Ausfüllung der Fugen mit zerbrochenen Muscheln noch vermehrt, die auf die Böschung geworfen, mit einem Besen in die Fugen gekehrt, durch die Wellen so lange hin und her gespült wurden, bis sie sich festklemmten.

An der Ostsee versuchte man an verschiedenen Stellen die Verbindung der Steine dadurch zu verbessern, daß man die Fugen mit Beton verschloß, so z. B. an der Ostmole in Neufahrwasser, die heute noch in gutem Zustande ist. Es ist dies aber ein nicht unbedenkliches Mittel, da die Pflasterdecke dann plattenartig wirkt, bei eintretenden Versackungen und Auswaschungen hohl wird, dies lange Zeit dem Auge verbirgt, bis gelegentlich die Platte durchgeschlagen wird und nun gleich große Zerstörungen eintreten.

Besonders schwierig gestaltet sich der Schutz des Böschungsfußes, der den schwächsten Punkt der Bauwerke dieser Art darstellt. Hier ist es fast ständig nötig, durch Nachschütten von Steinen oder Versenken von Sinkstücken einer drohenden Unterspülung vorzubeugen; am schwersten in dieser Hinsicht ist die Erhaltung der Molenköpfe, die dem Angriff der See am meisten ausgesetzt sind, hier sind Nachschüttungen und Sinkstückvorlagen an der Tagesordnung, so daß recht bedeutende, immer wieder aufzuwendende Kosten entstehen. Infolgedessen ist man an der deutschen Ostseeküste mit wenigen Ausnahmen zu der steilen Bauweise übergegangen, wie sie auf S. 13 u. f. geschildert wurde.

Bei allen Formen dieses Abschnittes ist leicht zu erkennen, daß bei der Verwendung von Faschinen ein verhältnismäßig leichter Baustoff benutzt wird, so daß das Gewicht der Bauwerke, auf das es bei der Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Hafenbauwerken wesentlich ankommmt, nur gering ausfällt. Ein Nachteil, der allerdings zum Teil durch den festen Zusammenhang der Faschinenkörper wieder ausgeglichen wird.

In vielen Gegenden ist an diesem Baustoff großer Mangel, so daß er bei größeren Ausführungen nicht in Frage kommen kann, man bleibt dann auf die Anwendung von Steinen allein beschränkt.

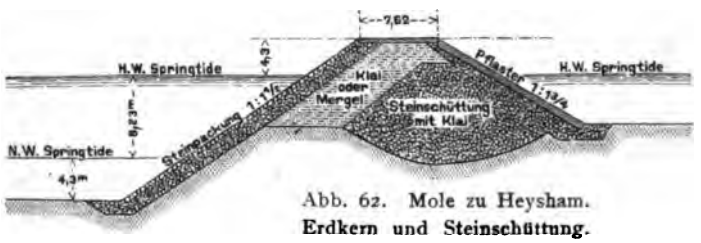


Abb. 62. Mole zu Heysham. Erdkern und Steinschüttung.

Ein Übergang zu der Herstellung von Hafenbauwerken aus Steinen bildet die nördliche Mole des an der englischen Westküste belegenen Hafens von Heysham[1]) (Abb. 62). Den Kern des Bauwerkes bildet eine mit Kleiboden durchmengte, dammartige Steinschüttung und eine sich dagegen lehnende, starke Kleischicht. Zur Umschließung dient auf der Seeseite eine starke Steinpackung in einer Neigung von 1 : 15 und auf der Hafenseite ein Pflaster mit einer Neigung von 1 : 1,75.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 515.

b) Bauwerke aus reiner Steinschüttung.

Die aus Steinschüttungen hergestellten Hafenaußenwerke kommen in großer Zahl vor, sie sind besonders von französischen Ingenieuren angewendet worden. Ehe auf ausgeführte Beispiele näher eingeganen wird, werde das Wesen dieser Bauwerke untersucht.

Im Gegensatz zum Mauerwerk sind bei einer Steinschüttung die einzelnen Bestandteile des Werkes nicht durch Mörtel oder sonstwie miteinander verbunden, sondern nur lose auf- und ineinandergeschüttet. Die einzelnen Steinstücke müssen daher jedes für sich den Angriffen der Wellen gewachsen sein. Betrachtet man nun an der Hand der in Band I, S. 140 gegebenen Ausführungen die Bewegung der Wasserteilchen, so erinnert man sich, daß die Bewegung nach der Tiefe ziemlich schnell abnimmt, die Durchmesser der Schwingungskreise werden gleichfalls schnell kleiner; da ferner die in einer Lotrechten untereinander befindlichen Teile ihre Bahnen in dem gleichen Zeitraum durchlaufen, so ist ersichtlich, daß die Geschwindigkeit, mit der sie ihre kreisförmigen oder elliptischen Bahnen durchlaufen mit zunehmender Tiefe immer geringer wird. Damit muß auch gleichzeitig die Wirkung der Wasserteilchen auf einen sich ihnen entgegenstellenden Körper mit der Tiefe schnell abnehmen, wie es ja auch mit den Beobachtungen übereinstimmt. An einem bestimmten Orte einer Küste, wo man demnach mit Wellen von bestimmter Größe zu rechnen hat, wird auch in bestimmten Tiefen mit einer gegebenen Wirkung auf Körper, d. h. in diesem Falle auf Steinstücke zu rechnen sein.

Berücksichtigt man weiter, daß die Wirkung des gegebenen Stoßes einer Flüssigkeit von der Größe der getroffenen Fläche abhängt, so wird die auf einen Stein ausgeübte Wirkung abhängig sein von seinem größten Querschnitt, mithin von einer Funktion, die im quadratischen Verhältnis mit seiner Größe wächst. Anderseits hängt sein Widerstand von seinem Gewicht ab, einer Funktion, die im kubischen Verhältnis mit der Vergrößerung seiner Abmessungen zunimmt. Daraus, daß der Widerstand nach der dritten, die Stoßgröße aber nur nach der zweiten Potenz wächst, folgt, daß es möglich ist, für jede Stoßgröße durch Vergrößerung der Abmessungen Steine zu finden, die imstande sind, Widerstand zu leisten. Da nun ferner die Wellenstoßgröße von unten nach oben zunimmt, so wird man eine widerstandsfähige Steinschüttung herstellen können, indem man von unten nach oben die Größe der Steine entsprechend anwachsen läßt. Praktisch wird es nicht möglich sein, die Größe der Steine stetig von unten nach oben an Größe zunehmen lassen, man wird aber der geschilderten Anschauung dadurch nahekommen können, daß man die Schüttung aus mehreren Schichten von nach oben zunehmender Steingröße bildet. Wir wissen ferner, daß der Angriff der Wellen in Höhe des Wasserspiegels am stärksten ist, hier müssen daher auch die größten Steine angewendet werden. Ein nach diesen Gesichtspunkten gebauter Wellenbrecher würde etwa die durch Abb. 63 dargestellte Gestalt haben müssen[1]). Dabei müssen die Schichtgrenzen so gewählt werden, daß die obersten Steine einer Schicht durch den in dieser Tiefe wirkenden Wellenstoß nicht mehr

[1]) Vergl. Génie civil vom 6. November 1909, S. 4 u. f.

bewegt werden können; für die darunter liegenden ist das dann erst recht der Fall.

Nach den am Mittelländischen Meere gemachten Erfahrungen werden Steine von 10 bis 15 kg Gewicht in 9 m Tiefe unter M W. nicht mehr bewegt; die kritische Schicht für diese Steine würde also in dieser Tiefe liegen, die Steingrößen müßten sich dann weiter etwa so wie in Abb. 63 angegeben nach oben vergrößern. Da ferner über Wasser hervorragende Steine mit ihrem vollen Gewicht wirken, während die untergetauchten so viel an Gewicht einbüßen, wie sie an Wasser verdrängen, so wird man durch Fortführung der

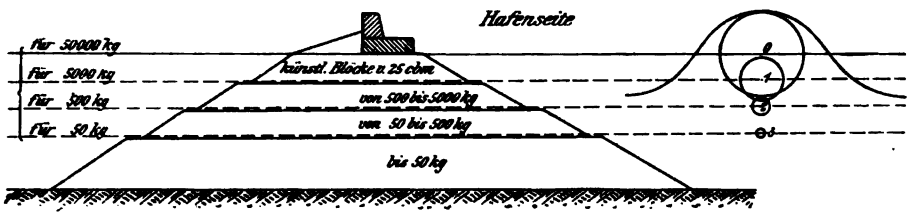


Abb. 63. Schematische Darstellung einer Mole aus Steinschichten.

Schüttung über den höchsten Wasserstand, die sichere Lage der unteren Schichten vorteilhaft erhöhen. Zu beachten ist hierbei, daß diese Steine anderseits infolge der fortschreitenden Richtung der gebrochenen Wellen auch den stärksten Stoß aushalten müssen, daher auch aus besonders schweren Blöcken bestehen müssen.

Würde man nun eine Mole oder einen Wellenbrecher gemäß Abb. 63 bauen, so würde man zwar eine völlige Sicherheit erreichen, aber auch einen sehr großen Aufwand an Steinen haben.

Man kann jedoch mit Rücksicht darauf, daß die stärksten Stürme verhältnismäßig selten auftreten, den gleichen Zweck in wirtschaftlicherer Weise

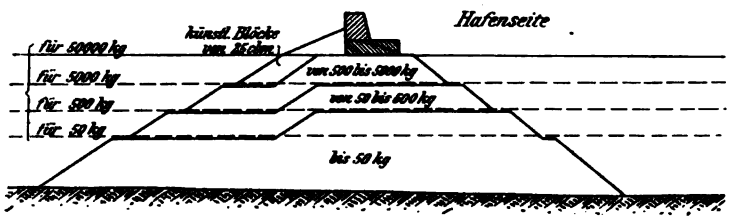


Abb. 64. Schematische Darstellung einer Mole mit gebrochenen Steinschichten.

dadurch erreichen, daß man die schwächere Schicht im hinteren Teile des Bauwerkes über die kritische Ebene bis zu der Höhe hinaufführt, in der sie noch bei mittleren Stürmen genügen würde, und sie an der Vorderseite durch eine breite Lage der nächst stärkeren Steine gegen die Angriffe der heftigsten Stürme sichert. Die hinteren für die betreffende Höhe zu leichten Steine werden dann durch die vorderen schwereren Steine geschützt, so daß sie nicht durch die Wellen der heftigsten Stürme herausgerissen werden können. Wiederholt man das Verfahren auch für die höheren Schichten, so entsteht die durch Abb. 64 dargestellte Anordnung einer Steinschüttung mit gebrochenen Schichten, die erheblich weniger Aufwand an Steinen erfordert.

Man erkennt hieraus, daß man abweichend von der rein theoretischen Form genügenden Schutz auch durch Vorlagerung von Schutzschichten erreichen kann, wie es z. B. der durch Abb. 65 dargestellte Wellenbrecher des Hafens von L'Agha in Algier zeigt. Man kommt dann mehr zur Anwendung hintereinander gelagerter, geneigter Schichten als zu übereinanderlagernden, wagerechten Schichten, mit anderen Worten zu einer Einhüllung der inneren kleineren Steine mit Schichten aus Steinen, die von Innen nach Außen an Größe zunehmen.

Ist die Tiefe sehr groß, so werden die Schutzschichten nicht bis zur vollen Tiefe heruntergeführt werden müssen, es wird vielmehr genügen, sie bis dahin anzuordnen, wo die inneren Steine nicht mehr bewegt werden. Notwendig ist es dann wieder, aus der unteren Lage ein genügend, mehrere Meter breites Bankett zu bilden, damit die Steine der Schutzschicht darauf sicher liegen. Ist darauf zu rechnen, daß auch die Innenseite des Bauwerkes stärkeren

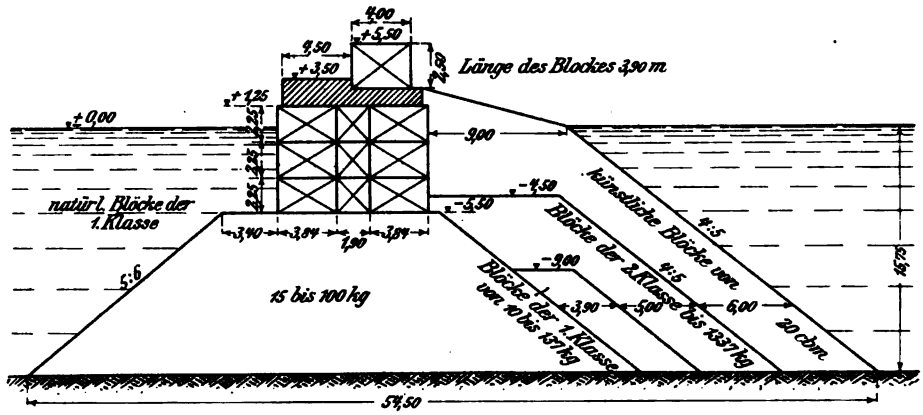


Abb. 65. Wellenbrecher von L'Agha in Algier.
Beispiel einer Steinschüttung aus geneigten Schichten.

Angriffen ausgesetzt ist, so muß auch an dieser eine Umhüllung angeordnet werden, jedoch meist in geringerem Maße.

Die einzelnen umhüllenden Schichten müssen so stark bemessen werden, daß sie die Kraft der Wellen so weit brechen, daß sie die Steine der nächsten dahinterliegenden Schicht nicht mehr zu bewegen vermögen.

Durch die geschilderte Anordnung der Steinschüttung wird noch ein weiterer Vorteil erreicht. Je größer die Steine einer Schicht sind, umso größer werden auch die zwischen ihnen vorhandenen Hohlräume, da die größten Steine an der Oberfläche liegen, so befinden sich auch hier die größten Hohlräume; infolgedessen wird sich auch die Wellenbewegung hier umsomehr durch das Bauwerk hindurch fortpflanzen je größer die Steine sind. Der Zweck des Schutzes wird dann in weniger vollkommenem Maße erreicht. Nach Angabe von Quinette de Rochemont erzeugen z. B. in Marseille Wellen von 1 m Höhe bei einer 40 m dicken Schicht im Hafen noch Bewegungen von 0,10 bis 0,15 m Höhe und solche von 1,15 m Höhe, bei einer 50 m breiten Schicht noch von 0,33 m.

Ordnet man dagegen geneigte Schichten von abnehmender Steingröße hintereinander an, wodurch es möglich wird auch die kleinsten Steine bis zur Oberfläche hinauf zu verwenden, so wird das Durchlaufen der Wellen sehr geschwächt werden.

Soll ferner auf der Steinschüttung ein größerer Mauerkörper errichtet werden, einmal um die unteren Schichten stärker zu belasten, oder um die Hafenfläche gegen überlaufende Wellen zu schützen, oder endlich um einen Verkehr auf und an dem Bauwerk zu ermöglichen, so kann für diese Mauerkörper eine sichere Unterstützung erzielt werden, wenn man sie auf eine Schicht kleiner oder gemischter Steine stellt, da diese kleinere Zwischenräume aufweist und sich unter der Einwirkung des Wellenschlages schneller dicht lagert. Vermieden muß es jedenfalls werden, einen solchen Mauerkörper auf mehrere nebeneinanderliegende Schichten verschieden großer Steine zu setzen, da diese sich verschieden stark setzen und daher keine sichere Unterlage gewähren.

Die Frage, ob es überhaupt zweckmäßig ist, die im Steinbruch gewonnenen Stücke in mehrere Sorten zu scheiden oder ob man sie besser im Gemisch verwendet, ist heute noch immer umstritten. Die einen meinen, das Bauwerk wird besser und dichter, auch hören die Bewegungen schneller auf, wenn Steine verschiedener Größe im Gemisch zur Anwendung gelangen, nebenbei entstehen durch das Sortieren der Steine Kosten, die vermieden werden könnten. Dem ist jedoch entgegenzuhalten, daß eine solche Schüttung schon deswegen nicht widerstandsfähig sein kann, weil die Wellen die an den Außenflächen befindlichen kleinen Steine bewegen, herausreißen und entweder nach der Tiefe fortführen werden, wo sie unwiederbringlich verloren sind, oder sie mit in die Höhe schleudern und auf die oberen Teile des Bauwerkes werfen und dieses beschädigen. Es wird daher nach einiger Zeit, wenn die Außenschichten von den zu kleinen Steinen gesäubert sind, von selbst der Zustand eintreten, den man gleich erreicht, wenn man über die Schüttung der kleinen Steine oder ein Gemisch derselben eine Schutzschicht größerer leitet.

Fehlerhaft würde es hier aber immer sein, wenn man auf einer solchen Schüttung sofort mit großen Blöcken eine Schutzschicht bilden wollte, da dann die Zwischenräume in dieser noch so große sind, daß die Wellenstöße hindurchgreifen und die kleineren Steine herausholen. Diesem Umstande wird z. B. die Zerstörung der Mole des Hafens von Mostaganem in Algier zugeschoben, wo auf eine gemischte innere Schüttung gleich Blöcke von 40 cbm Inhalt verstürzt wurden. Ein anderer Teil der Mole, der nur mit Blöcken von 15 bis 20 cbm bedeckt wurde, aber über der inneren, gemischten Schüttung eine mittelgroße Zwischenlage aufwies, hat sich gehalten. Aus diesem Beispiel geht die Wichtigkeit von Schichten verschiedener Größe entsprechend den oben gegebenen theoretischen Überlegungen klar hervor.

Verfasser ist daher der Ansicht, daß es sich empfiehlt, eine Sortierung der Steine vorzunehmen und den Steinkörper entprechend obigen Ausführungen aus verschiedenen Schichten zu bilden, hält es aber nicht für notwendig, hierbei übermäßig weit zu gehen. Für den beabsichtigten Zweck genügen 3 bis 4 Größen vollkommen, wobei es ferner gut ist, die kleinsten Steine bis zu einer gewissen Größe für das Innere zu bestimmen und unsortiert zu lassen.

Die durch die Trennung der Steine entstehenden Kosten werden zum Teil dadurch aufgehoben, daß bei sortierten Steinen der Gesamtbedarf geringer ausfällt.

Was die Größe der in der äußersten Schicht zu verwendenden Steine anbetrifft, so läßt sich dafür durch Rechnung kaum ein Anhalt gewinnen, da auf die Stärke des Wellenstoßes an jeder Küste andere Umstände Einfluß ausüben, der schwer zahlenmäßig zu erfassen ist. Man wird die Größenbesttimmung am besten nach den bei ähnlichen Beispielen und an Orten ähnlicher Lage gemachten Erfahrungen vornehmen. Als Anhalt dazu können die weiterhin gegebenen Beispiele dienen.

Hier sei nur angeführt, daß sich für die Tiefe der Schutzschicht Werte von 6 bis 12 m ergeben haben und daß für diese Schicht im allgemeinen künstliche Blöcke in durcheinander gestürzter Lage von 10 bis 20 cbm Größe genügt haben.

Bei dem Vergleich der an anderen Orten gewählten und bewährten Abmessungen mit einem neuen Entwurfe ist naturgemäß allen in Betracht kommenden Umständen sorgfältig Rechnung zu tragen, wie der Dichte der zur Verfügung stehenden Baustoffe, der Kraft der Wellen, des Winkels, unter dem sie das Werk treffen, der Beschaffenheit des Vorgrundes usw. Es wird mit Rücksicht auf die Kosten und Schwierigkeiten späterer Ausbesserungen immer besser sein, zuerst etwas zu große Abmessungen zu wählen und nach gemachten Erfahrungen zu kleineren überzugehen.

Für die Bemessung der den Böschungen zu gebenden Neigungen liegen reiche Erfahrungen vor, so daß bestimmte Regeln gegeben werden können. Bei den in früheren Zeiten hergestellten Wellenbrechern von Cherbourg, Plymouth und Holyhead, die aus natürlichen Steinen im Gemisch gebildet worden waren, hat sich gezeigt, daß die Außenböschung im oberen Teile sich sehr flach, etwa in einer Neigung 1 : 5 bis 1 : 10, ausbildete (Abb. 66 auf S. 59 und Abb. 82 auf S. 68) und daß selbst dann noch nicht ein vollkommener Ruhezustand eingetreten war, daß dagegen von einer bestimmten Tiefe ab, die je nach der Lage des Bauwerks 5 m selten bis 10 m betrug, sich eine viel steilere Böschung mit einer Neigung von 1 : 1, 1 : 1,5 bis 1 : 2 dauernd erhielt. Die Binnenböschung blieb meist mit 1 : 1,5 bestehen. Für die über Wasser hinausragenden Teile bildete sich ebenfalls eine sehr flache Neigung aus. Es lag dies daran, daß die Steine über der genannten Grenze nicht schwer genug waren, um den Angriffen der Wellen zu widerstehen. Verwendet man aber Blöcke angemessener Größe, so kann man auch im oberen Teile, wie die folgenden Beispiele zeigen werden, Neigungen von 1 : 1,5, ja sogar 1 : 1 mit Erfolg anwenden.

Während daher die genannten Beispiele gewaltige Steinmengen erforderten und trotzdem nicht zur Ruhe kamen und ständige, kostspielige Unterhaltungsarbeiten verursachten, weisen neuere Ausführungen mit geschickterer Anordnung der Steingrößen einen verhältnismäßig geringen Steinaufwand auf.

Je nachdem nun bei der Herstellung von Hafenbauwerken aus Steinschüttungen nur natürliche Steine oder nur künstliche Blöcke oder beide Sorten gemischt zur Anwendung gelangen, oder die künstlichen Blöcke bei der Bildung der Schutzschicht in regelmäßigem Verbande versetzt werden, oder

der Maßstab des zu erzielenden Schutzes ein verschiedener ist, oder endlich Mauerwerkaufbauten auf der Schüttung oder Kaimauern an der Innenseite angeordnet werden sollen, entstehen verschiedene Formen, die nachstehend in Gruppen zusammengefaßt behandelt werden mögen.

1. Reine Steinschüttungen aus natürlichen Steinen. Wie bereits im vorigen Abschnitt ausgeführt, bestehen die Steindämme an den deutschen Küsten aus Steinen und Faschinen; ihre Bauweise ist in neuerer Zeit nicht

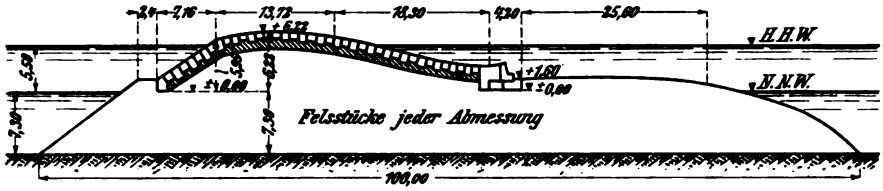


Abb. 66. Wellenbrecher von Plymouth. Reine Steinschüttung aus Stücken gemischter Größe.

weiter fortgebildet worden, da in den Pfahlwanddämmen ein guter Ersatz gefunden wurde; daher muß sich die nachfolgende Beispielreihe fast ausnahmslos auf das Ausland erstrecken. Als älteres, zur Nachahmung nicht empfehlendes Beispiel sei zuerst der Wellenbrecher von Plymouth angeführt (Abb. 66). Bei seiner Herstellung fanden Blöcke jeder Größe Verwendung, die ohne besondere Anordnung geschüttet wurden; die Folge davon war, daß die Wellen den Querschnitt selbst formten und ihn so lange abflachten, bis die angewandten Steine imstande waren, genügend Widerstand zu leisten. Dadurch entstand die in der Abbildung erkennbare sehr flache Form, die lange Zeit in Bewegung blieb; da häufig aus den über N.W. liegenden Teilen Steine herausgerissen und in das Hafeninnere geschleudert wurden, entschloß man sich, die Oberfläche durch eine gemauerte Schicht von großen, bearbeiteten Granitsteinen, 1,20 m lang, 1 m breit und 0,70 bis 0,80 m stark zu befestigen. Bemerkenswert ist, daß die Innenböschung sich fast unter 45° geneigt erhielt. Ähnlich sind die Molen von Saint Louis an der Mündung der Rhône, zu Kingstown und an der Delaware-Bay ausgeführt worden.

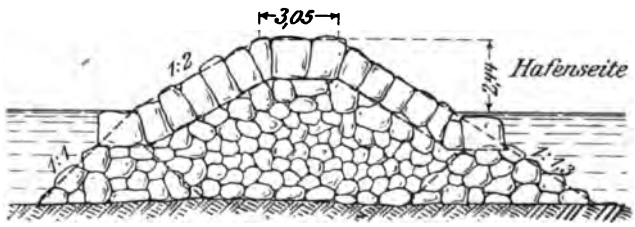
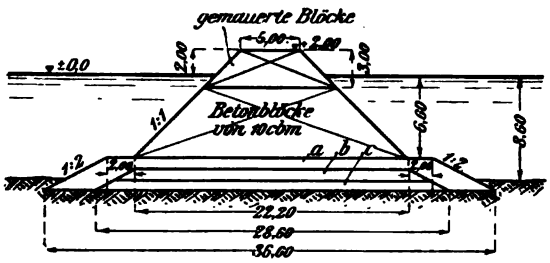


Abb. 67.
Mole am Huron-Flusse. Steinschüttung mit Schutzschicht.

Ein neueres kleineres Beispiel, bei dem aber schon die Anwendung von Schutzschichten zum Vorschein kommt, zeigt die durch Abb. 67 dargestellte Mole an der Mündung des Huron-Flusses in den Erie-See. Die im Innern verwendeten Steine wiegen 100 bis 5000 kg; die der äußeren Bekleidung 4 bis 10 t.

Ein Bauwerk, das nur geringen Schutz bietet, da es im wesentlichen aus regellos durcheinander geworfenen Blöcken von 10 cbm Größe besteht, das infolgedessen sehr durchlässig für den Wellenschlag ist, wird durch die Ver-

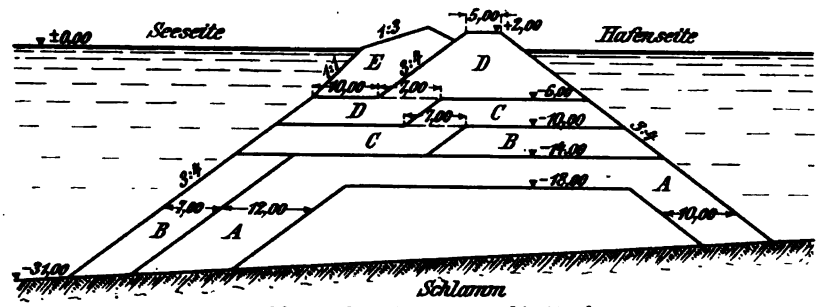
ängerung der Westmole an der Mündung des Suez-Kanales in Port Said dargestellt (Abb. 68). Den weichen Untergrund bedecken zunächst drei je 1 m starke Schichten natürlicher, sortierter Steine, darüber erhebt sich mit beiderseitigen Böschungen von 1 : 1 der obere Teil ganz aus künstlichen Blöcken von 10 cbm gebildet. Von diesen bestehen die unteren bis 1 m unter M.W. aus Beton mit hydraulischem Kalk, die oberen aus Mauerwerk, da die Erfahrung an dem älteren Molenstück gelehrt hatte, daß die aus Beton hergestellten Blöcke durch das Meerwasser schlecht wurden. Wegen der großen Hohlräume dürfte diese Bauweise nur an Orten angebracht sein, wo nur ein geringerer Schutz erforderlich ist



a = 800 bis 1200 kg. b = 60 bis 800 kg. c = 5 bis 60 kg.

Abb. 68. Mole bei Port Said. Reine Steinschüttung.

Ein ausgezeichnetes Beispiel dagegen für einen in jeder Beziehung richtig entworfenen Wellenbrechers bildet die durch Abb. 69 dargestellte Verlängerung des großen Wellenbrechers in Marseille. Hier sind der Stärke der Wellenbewegung entsprechend von unten nach oben an Größe zunehmende Steine



A = 3 bis 100 kg | C = 1300 bis 3900 kg
B = 100 „ 1300 „ | D = 3900 kg und mehr
E = künstliche Blöcke von 33 t.

Abb. 69. Wellenbrecher von Marseille.
Reine Steinschüttung in geschickter Schichtung.

verwandt und ferner die kleinsten Steine noch durch geneigte Schutzschichten eingehüllt worden. Einen wichtigen Bestandteil des Bauwerkes bildet die mit E bezeichnete Lage von künstlichen Blöcken mit 33 t Gewicht, die unter Wasser unter 1 : 1 geneigt ist, darüber aber plötzlich in eine Neigung von 1 : 3 ausgeht. Hierdurch wird erreicht, daß die Wellen im Moment ihrer größten Kraft an der Schnittkante der beiden Böschungen gebrochen werden und daß der sich erhebende Teil auf der flachen Böschung zusammenbricht und niederstürzend die dabei getroffenen Blöcke gegen die Bekleidung drückt. Gerade in diesem Wechsel der Böschungen in der Schicht der größten Blöcke ist ein besonders guter Schutz für die hinter derselben befindlichen Teile zu erblicken. Die vom Untergrunde ansteigende Böschung ruft die Brandung der Wellen

hervor, und die flach geneigte obere Böschung nimmt die Kraft der gebrochenen Wellen ohne Schaden auf. Infolge der günstigen Erfahrungen, die mit dieser Anordnung gemacht worden sind, findet man sie mit einigen Abänderungen in einer ganzen Anzahl französischer Häfen wieder. Erwähnt sei noch, daß auch bei den regellos verstürzten Blöcken darauf geachtet wird, daß sie ihre kleinste Fläche der See zukehren.

2. Steinschüttungen mit Belastung durch Mauerwerkskörper. Die sichere Lage einer Steinschüttung einerseits und der durch das Bauwerk gewährte Schutz für dahinter liegende Flächen anderseits kann dadurch

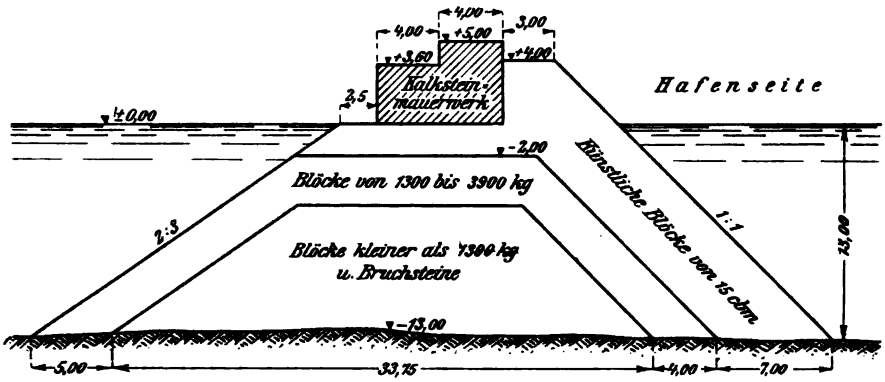
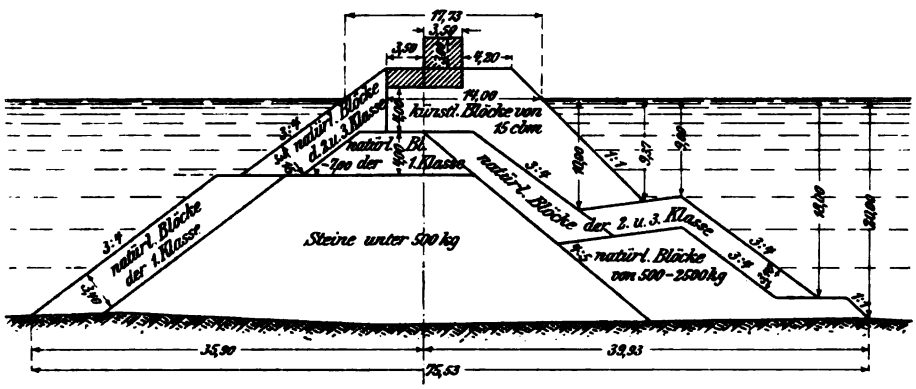


Abb. 70. Nordmole in Algier.
Steinschüttung mit Belastung durch Mauerwerkskörper.



1. Klasse 500 bis 2500 kg. 2. Klasse 2500 bis 10000 kg. 3. Klasse über 10000 kg.

Abb. 71. Wellenbrecher in Oran.
Steinschüttung mit Belastung durch Mauerwerkskörper.

erhöht werden, daß man über dem Wasserspiegel auf der Krone der Schüttung durch gemauerte Blöcke sehr großer Abmessungen eine Belastung und eine Schutzmauer bildet, deren Gewicht bei seiner Lage über Wasser stets voll zur Wirkung kommt.

Beispiele für diese Anordnung bilden die durch Abb. 70 dargestellte Nordmole in Algier und die durch Abb. 71 wiedergegebene Verlängerung des großen Wellenbrechers in Oran. Die bei diesen Beispielen angewandte Belastung durch Mauerkörper besteht aus großen Blöcken, größer als sie durch

die bei dem betreffenden Bauwerk verwandten Krane bewegt werden konnten; sie mußten infolgedessen an Ort und Stelle hergestellt werden; hierdurch unterscheiden sie sich von den weiter unten behandelten Bauwerken mit Brustmauern. Die Mauerkörper müssen ferner in einzelnen Stücken ausgeführt werden, damit sie den Sackungen der Schüttung folgen können.

3. Steinschüttungen in Verbindung mit regelmäßig geschichteten, künstlichen Blöcken. Schon früher wurde darauf hingewiesen, daß es zweckmäßig ist, künstliche Blöcke mit ihrer kleinsten Fläche nach der See zu zu legen, da sie dann den Angriffen der Wellen am besten widerstehen. Führt man diese Maßregel streng durch, so ergibt sich von selbst eine mehr regelmäßige Lage der Blöcke, und es ist nur noch ein kleiner Schritt bis zur regelmäßigen Schichtung der Blöcke. Es wird dann der Vorteil erreicht, daß die einzelnen Blöcke sich durch Überdeckung und durch die Reibung an den Berührungsflächen gegenseitig unterstützen und dadurch widerstandsfähiger werden.

Allerdings wird der Vorteil unregelmäßig verstürzter Blöcke infolge der den Wellen entgegenstehenden Spitzen und scharfen Kanten auf die Wellen

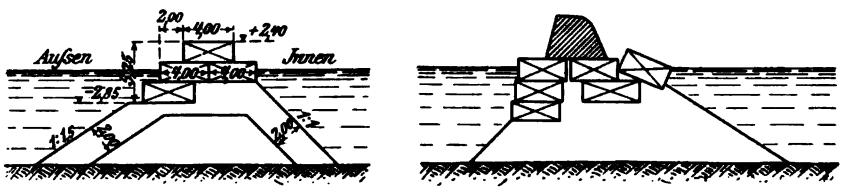


Abb. 72. Molen von Toulon. Steinschüttung und regelmäßig geschichtete Blöcke.

stark brechend einzuwirken, zum Teil eingebüßt. Ein anderer Übelstand tritt ferner dadurch ein, daß es, wenn durch einen heftigen Sturm die Regelmäßigkeit der Lagerung erst einmal zerstört ist, große Schwierigkeiten und Kosten verursacht, die Ausbesserung in der früher vorhandenen Regelmäßigkeit vorzunehmen. Bisweilen zwingt die schnelle Wiederherstellung dazu, die ursprüngliche Bauweise aufzugeben und zur Deckung der schadhaften Stelle schleunigst Blöcke zu verstürzen, die dann unregelmäßig liegen, so daß es fraglich ist, ob die Schichtung der künstlichen Blöcke in den Schutzschichten ratsam ist und ob es nicht besser ist, von vornherein unregelmäßig verstürzte Blöcke zu verwenden, deren Verbauung billiger und leichter ist, die ferner eine Anordnung darstellen, die später bei eingetretenen Beschädigungen nicht wieder aufgegeben werden muß.

Ein kleineres Beispiel für die Anwendung geschichteter Blöcke bilden die Molen des verhältnismäßig geschützt liegenden Hafens von Toulon (Abb. 72). Bei beiden ist die innere Schüttung von gemischten Steinen durch eine Schutzschicht aus natürlichen Steinen von $^1/_4$ bis 1 cbm Größe umhüllt und der obere Teil aus künstlichen Blöcken von $4 \cdot 2 \cdot 1.75 = 14$ cbm Größe in der dargestellten Weise hergestellt worden. Bei dem rechts gezeichneten Querschnitt ist auf diese Blöcke noch eine Reihe größerer aufgemauert und an der Innenseite durch steile Anlage der Böschung ein Kai zum Anlegen kleinerer Schiffe geschaffen worden.

Etwas anders ist die Mole in La Calle gebaut worden, die nur geringeren Schutz gewähren soll (Abb. 73). Der Unterbau besteht ganz aus künstlichen Blöcken von 15 cbm Inhalt, die regellos verstürzt sind; der Oberbau dagegen aus regelmäßig verlegten Blöcken. Infolge der großen Zwischenräume läßt dieses Bauwerk die Wellenbewegung ziemlich stark durch.

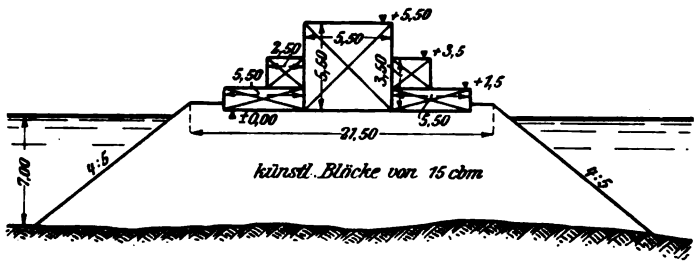


Abb. 73. Mole in La Calle.
Unten regellos verstürzte Blöcke, oben regelmäßig geschichtete.

Eine ähnliche Aufgabe, nur einen bedingten Schutz zu gewähren, hat auch der neue Wellenbrecher von Cette (Abb. 74), der auf sehr beweglichem Sand errichtet ist und daher sorgfältig gegen Unterspülung gesichert werden mußte. Den Kern bildet eine Schicht Steine jeder Größe bis zu 200 kg. Darüber befindet sich eine zweite Schicht von Steinen bis zu 4000 kg, die an den Böschungsfüßen noch durch über dieses Gewicht hinausgehende Steine geschützt ist. Zum weiteren Schutz dienen an der Seeseite zwei Reihen regelmäßig, aber in Abständen von 0,6 bis 0,8 m verlegter Blöcke, deren Zwischenräume mit

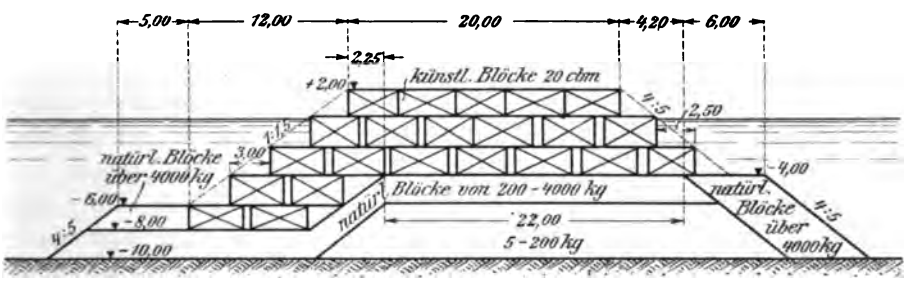


Abb. 74. Wellenbrecher von Cette.
Unten Steinschüttung, oben regelmäßig geschichtete Blöcke.

kleineren Steinen ausgefüllt wurden. Auf dieser Unterlage ruhen drei Schichten künstlicher Blöcke von $4 \cdot 2{,}5 \cdot 2 = 20$ cbm Inhalt, die ebenfalls nicht dicht aneinander verlegt sind. Obgleich anfänglich einzelne Blöcke geringe Verschiebungen erlitten, hat das Bauwerk später sich ruhig verhalten. Günstig wirkt in dieser Hinsicht jedenfalls die geringe Höhe des Wellenbrechers; die Wellen brechen auf ihm zusammen und machen sich dem Schiffer durch die dabei entstehende Brandung bemerkbar, während anderseits das herabstürzende Wasser keinen schädlichen Rückstrom erzeugt, wie es bei einem etwa vorhandenen höheren Aufbau der Fall sein würde. Es ist das ein Punkt, der besondere Beachtung verdient und auf den schon mehrfach hingewiesen worden ist. Man soll, wo es aus Schutzrücksichten nicht unbedingt erforderlich ist, die Höhe der Wellenbrecher nicht höher wählen, als für den gegebenen Zweck nötig, da mit der Höhe die Größe des Angriffes zunimmt und die Kosten

bedeutend wachsen, wie weiterhin die mit Schutzmauer versehenen Beispiele zeigen werden.

Auch in Amerika ist für den die Sandy-Bay zu einem Zufluchtshafen gestaltenden Wellenbrecher die Umhüllung des Oberbaues durch regelmäßig geschichtete Blöcke zur Anwendung gelangt (Abb. 75). Man hatte dort festgestellt, daß die Wirkung der Wellen bis 7,5 m unter M.W. reicht. Der aus regellos geschütteten Steinen hergestellte Unterbau erhielt daher von dieser Tiefe ab nach unten an der Außenseite eine Neigung von 1 : 1, darüber von 1 : 2. Die Steine des Unterbaues sollten nicht weniger als 100 kg wiegen, die Hälfte jedoch nicht weniger als 2 t. An der Innenseite wurde eine Neigung von 1 : 1 in ganzer Höhe beibehalten. Die Blöcke zur Abdeckung des Kernes erhielten an der Seeseite 8 t Gewicht und an der Hafenseite 3 t, die oberste Blockreihe sollte aus Stücken von über 10 t Gewicht bestehen.

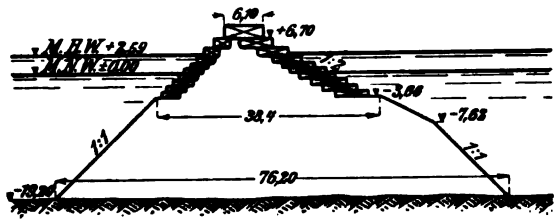


Abb. 75. Wellenbrecher in der Sandy-Bay. Steinschüttung umhüllt mit geschichteten Blöcken.

In ähnlicher Weise ist auch die große Mole in San Pedro, Californien, hergestellt worden. Besonders zahlreich sind die Beispiele von Hafenbauwerken mit regelmäßig geschichteten Blöcken in den italienischen Häfen, doch sind sie dort meist mit Schutzmauern verbunden, so daß sie eine besondere Form darstellen, die im nächsten Abschnitt näher behandelt wird.

4. Bauwerke mit Schutzmauer. Der Wunsch nach größerem Schutz sowohl als auch der Umstand, daß die Innenseite der Molen oder Wellenbrecher zur Herstellung einer Plattform zur Aufnahme von Gleisen und Straßen dienen und durch eine Kaianlage zum Anlegen für Schiffe eingerichtet werden soll, führt in vielen Fällen dazu, die Bauwerke mit einer Schutzmauer zu versehen, die das Überstürzen größerer Wassermassen sicher verhindert. Als solche können die unter 2. geschilderten Belastungsblöcke angesehen werden, die 2,5 bis 5 m hoch, 4 bis 5 m breit und 5 bis 6 m lang und in Abständen von 0,25 m voneinander hergestellt werden. Der Schutz dieser Blöcke genügt in vielen Fällen nicht, und man geht dann zur Anlage von größeren Schutzmauern über, die nach der Seeseite zu noch mit einer kleineren Brustmauer ausgestattet werden, damit auch Spritzer zurückgehalten werden; bisweilen befindet sich die Brustmauer auch an der Binnenseite der Schutzmauer.

Für die Sicherheit einer derartigen Schutzmauer ist es von Wichtigkeit, daß sie nicht, wie bereits früher erwähnt, auf Schichten verschiedenen Sackmaßes errichtet wird, und daß ferner die Wellen vorher gebrochen werden, damit sie nicht umgestürzt werden kann. Diese Absicht läßt sich erreichen durch Ausbildung einer flachen Böschung der obersten Schutzschicht über Wasser, wie es z. B. Abb. 69 zeigt, und ferner dadurch, daß man am Fuße der Schutzmauer noch besonders große Schutzblöcke in einer oder mehreren Reihen anbringt.

Als erstklassiges Beispiel kann in dieser Hinsicht der große Wellenbrecher des Hafens von Marseille dienen, der in dieser Form durch Abb. 76 wiedergegeben wird. Bei der Ausbildung des Unterbaues sind die bereits früher ausführlich erörterten Grundsätze sorgsam beachtet; die Schutzmauer ist auf einer Unterlage von natürlichen Steinen errichtet und den unmittelbaren Angriffen der Wellen einmal durch die wellenbrechende Kante der künstlichen Blöcke entzogen und weiter noch durch eine durchlaufende Reihe von Schutzblöcken unmittelbar an ihrem Fuße geschützt, die eine weitere Teilung der die flache Böschung überschreitenden Wellen bewirkt. Dadurch wird vermieden, daß stärkere Angriffe auf die Schutzmauer selbst kommen und daß ferner größere Wassermassen über die Schutzmauer hinfort gelangen und zerstörend auf die Kaifläche fallen. Die Höhe der Schutzmauer schwankt zwischen 8,5 bis 9 m über N.W. Die Schutzmauer und die gemauerte Schutzblockreihe sind ohne Verbindung miteinander, da sie auf Schichten verschiedener Beschaffenheit

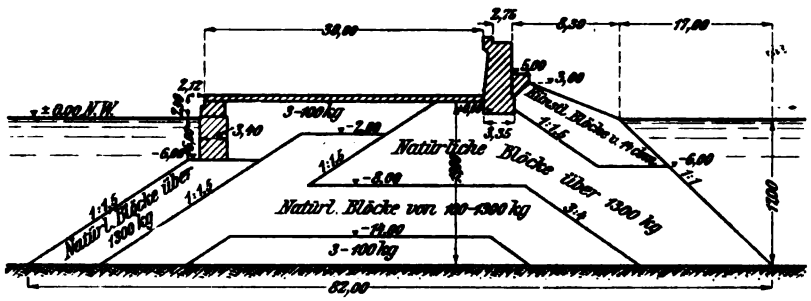


Abb. 76. Wellenbrecher in Marseille.
Steinschüttung mit Schutzmauer und Kaianlage.

also auch mit verschiedenem Sackmaß errichtet sind. Zur Anordnung der Kaimauer ist auf der Innenseite eine Schüttung von Steinen mittlerer Größe angebracht, auf der die Blöcke der Kaimauer versetzt wurden; der Hohlraum zwischen der Mauer und der Dammschüttung wurde mit kleineren Steinen ausgefüllt und die Kaifläche mit einer dünnen Betonschicht bedeckt. Die mit dem Bauwerk erzielten Erfolge sind sehr günstig gewesen, die Unterhaltungskosten haben sich in mäßigen Grenzen gehalten.

Einen sehr lehrreichen Querschnitt besitzt ferner die Mole des Hafens von Djidjelli[1]) (Abb. 77). Da ein guter Steinbruch nicht in der Nähe war, wurde der Unterbau ganz aus künstlichen Blöcken gebildet. Zur Belastung dienten zwei Reihen an Ort und Stelle hergestellter Blöcke von 36 bezw. 66 cbm Inhalt, ferner eine mit Eiseneinlagen verstärkte Platte von 1,75 m Dicke, 11 m Breite und 6,20 m Länge, auf der noch in gleicher Länge eine Reihe von Schutzblöcken trapezförmigen Querschnittes angelegt wurden. Das Versetzen der Blöcke des Unterbaues erfolgte durch einen großen Kran, dessen Umrißlinie in der Abbildung ersichtlich ist.

Ein gutes Beispiel stellt die Verlängerung der Ostmole in Barcelona dar (Abb. 78).[2]) Der Unterbau besteht aus einer Schüttung aus kleineren

[1]) Annales des Ponts et Chaussées 1910, V. S. 29 u. f.
[2]) Annales des Ponts et Chaussées 1908, IV. S. 33.

Steinen verschiedener Größe und bildet in 9 bezw. 6 m Tiefe unter N.W. nach der Außenseite eine 27 m und nach der Innenseite eine 11 m breite Berme. Die Böschungen sind durch eine 5 bezw. 4 m dicke Schicht großer natürlicher Steine bedeckt Auf der vorderen Berme wurde eine Schüttung von künstlichen Blöcken von 5 m Länge, 2,8 m Breite und 2,5 m Höhe, mithin 35 cbm Inhalt und 80 t Gewicht mit dem weiterhin unter den Baugeräten beschriebenen Prahm ausgeführt. Auf der inneren Berme dagegen wurde eine Reihe von 800 cbm großen Blöcken aufgestellt, die als Schwimmkästen ausgebildet waren und die

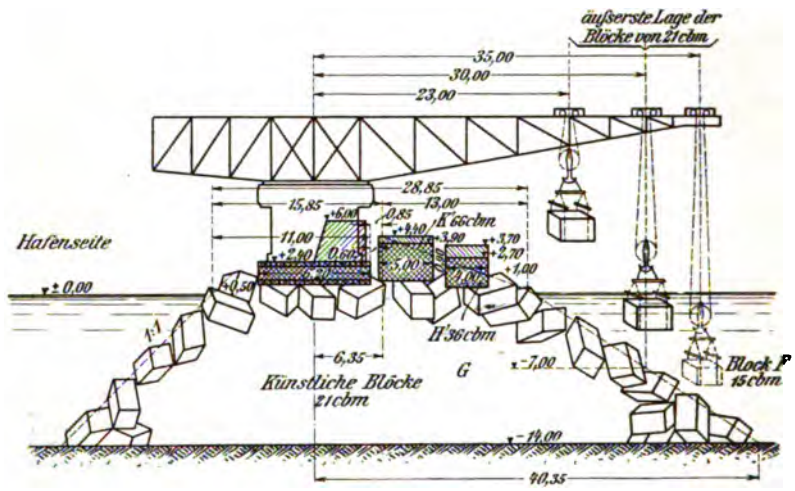


Abb. 77. Mole in Djidjelli. Schüttung aus Blöcken mit Schutzmauer.

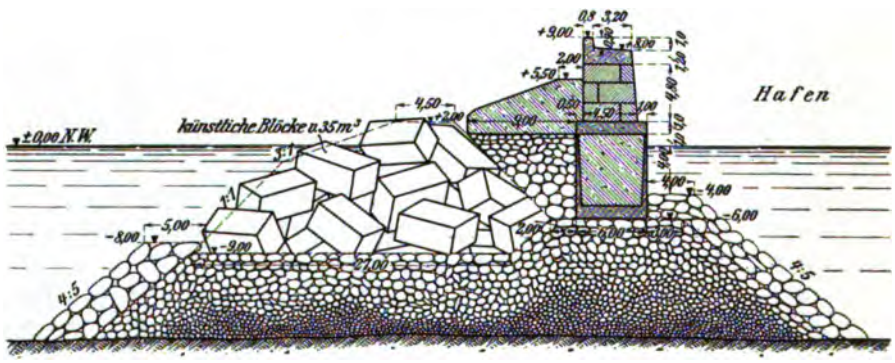


Abb. 78. Verlängerung der Ostmole in Barcelona.
Steinschüttung mit Schutzschicht aus künstlichen Blöcken, Belastungskörper und Schutzmauer.

durch Abb. 79 dargestellte Form hatten. Ihre Länge betrug 18,6 m, die Höhe 7 m und die Breite 6 m. Der Zwischenraum wurde mit großen Steinen ausgefüllt. Den Abschluß nach oben bildete eine im unteren Teile aus Blöcken und im oberen aus Beton gebildete Schutzmauer und nach der See zu ein großer Belastungskörper aus Beton. Es ist zu erwarten, daß dieser sehr kräftige Querschnitt auch den stärksten Angriffen des Meeres gewachsen sein wird.

Eine ebenfalls von gutem Erfolge begleitete Molenform ist bei dem Bau des Hafens von Monaco ausgeführt worden, wo der Querschnitt nach ähn-

lichen Gesichtspunkten entworfen war. Die Größe der zur Verwendung gelangten Steine und Blöcke ist aus Abb. 80 ersichtlich, ebenso die große Tiefe, bis zu der die Mole hinausgeführt wurde. Mit einer Tiefe von 38 m unter N.W. erreicht die äußere Böschung am Molenkopf wohl die größte Tiefe, die überhaupt bei derartigen Bauwerken vorgekommen ist. Nach den vorliegenden Nachrichten haben die Molen sich bisher ohne nennenswerte Unterhaltungskosten gut gehalten.

Wesentlich kleinere Verhältnisse, aber den gleichen Baugedanken zeigt nach Abb. 81 der Wellenbrecher von Haidar Pascha, nur ist wegen der

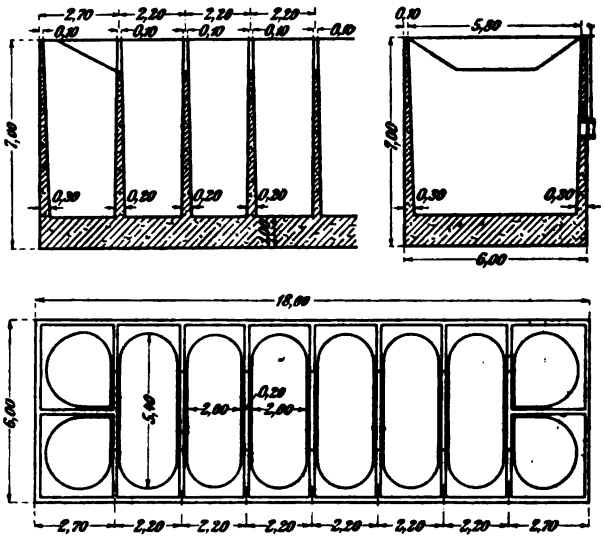


Abb. 79.
Schwimmkästen für den Unterbau der Schutzmauer.

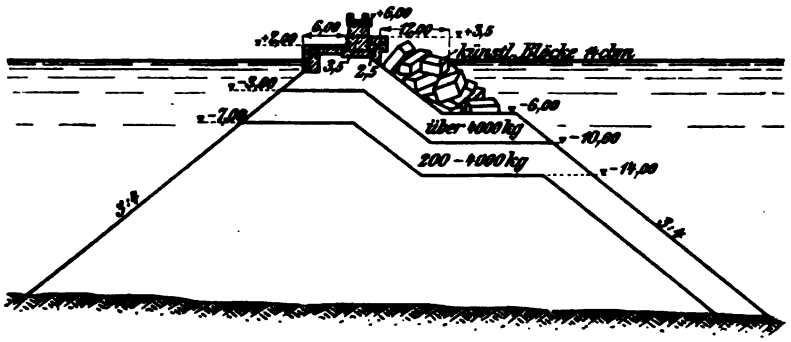


Abb. 80. Mole in Monaco.
Steinschüttung mit Schutzschicht aus künstlichen Blöcken, Schutzmauer und Kaianlage.

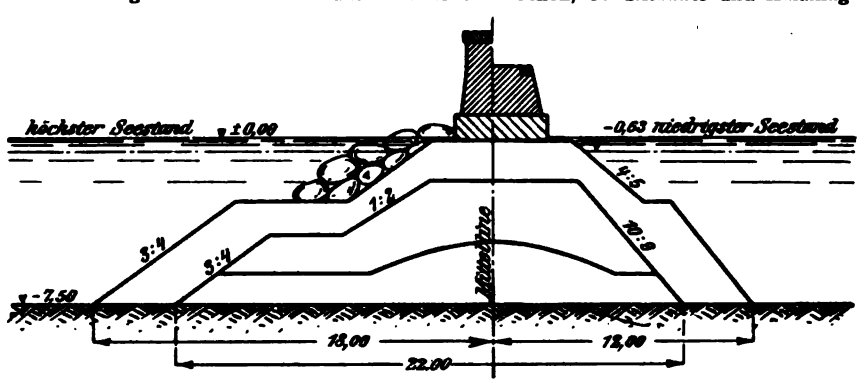


Abb. 81. Wellenbrecher von Haidar Pascha.
Steinschüttung mit Schutzschicht aus natürlichen Steinen und Schutzmauer.

geschützteren Lage von der Anwendung künstlicher Blöcke Abstand genommen worden. Die wellenbrechenden Schutzblöcke bestehen hier aus natürlichen Steinen von im Mittel 5000 kg und nicht unter 3900 kg Gewicht. Da der Untergrund aus Schlick bestand, wurden zur untersten Schicht kleine Steine von 5 bis 10 kg verwendet, über die eine nächst gröbere Schicht von 10 bis 100 kg Schwere folgt. Bis 3 m unter M.W. kommen dann Steine bis 1300 kg und als äußere Schale solche bis 3900 kg.

Der Aufbau der Schutzmauer erfolgte erst, nachdem sich die Schüttung gründlich gesetzt hatte; zunächst wurde eine Reihe von 1 m starken Betonblöcken verlegt, die über M.W. emporragten und die Aufmauerung der Mauer aus Bruchsteinen gestatteten. Auch bei diesem Beispiel ist die Schichtung der Steine planmäßig nach den oben entwickelten Gesichtspunkten erfolgt, wodurch ein guter Erfolg verbürgt wurde.

Ehe nun zu der großen Reihe der italienischen Ausführungen übergegangen wird, die im Gegensatz zu den bisherigen Beispielen an Stelle regellos verstürzter Schutzblöcke, Schutzschichten aus regelmäßig geschichteten Blöcken aufweisen, sollen hier noch zwei Molenquerschnitte vorgeführt werden,

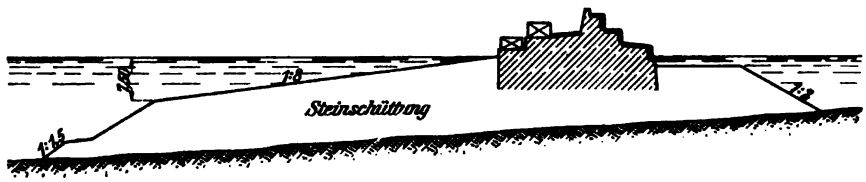


Abb. 82. Wellenbrecher Antemurale Trajano in Civitavecchia.
Gemischte Steinschüttung mit Schutzmauer.

bei denen infolge besonderer Anordnung auf die Schutzschicht ganz verzichtet wurde und doch gute Erfolge erzielt wurden.

Der durch Abb. 82 wiedergegebene Querschnitt des Antemurale Trajano in Civitavecchia zeigt eine gemischte Schüttung aus natürlichen Steinen, deren Gestaltung man den Wellen überlassen hat. Ein Ruhezustand ist eingetreten, nachdem sich die Außenböschung vom Wasserspiegel an bis 7,5 m Tiefe herab bis 1 : 8 abgeflacht hatte. Unter dieser Tiefe hat sich eine Böschung von 1 : 2 ausgebildet, ein Beweis dafür, daß in dieser Tiefe eine merkliche Wellenbewegung nicht mehr stattfindet. Die Schutzmauer ruht auf einem gewaltigen Mauerwerkskörper, an der Vorderkante sind zwei Reihen Schutzblöcke angebracht worden, die unmittelbare Wellenstöße von der Mauer fernhalten; irgendwelche bedeutendere Beschädigungen sind an dem aus älterer Zeit stammenden Bauwerk nicht vorgekommen; der Baustoffverbrauch ist allerdings ein sehr großer.

Ganz abweichend von diesem Beispiel sind bei der Diga Curvilinea in Livorno für den Unterbau nur künsliche Blöcke von 10 cbm Inhalt verwandt worden. Das Werk bestand, wie Abb. 83 zeigt, ursprünglich aus einer 23 m breiten Schüttung der genannten Blöcke auf der ein gewaltiger Betonkörper ruht, der in der Mitte eine Schutzmauer von 5 m Stärke trägt, an der Hafenseite eine Kaifläche von 6 m aufweist und auf der Seeseite eine Berme von 4 m besitzt, die mit Schutzblöcken von 20 cbm Inhalt belastet ist. Es

hatte sich jedoch herausgestellt, daß der so gebildete Querschnitt den Angriffen der Wellen nicht gewachsen war, so daß die Schüttung erheblich verbreitert werden mußte und noch zwei weitere Reihen von Schutzblöcken angebracht werden mußten. Auch erwies es sich als notwendig, die großen Hohlräume, die zwischen den künstlichen Blöcken bestanden, die den Wellen den Eintritt in das Innere gestattete. an der Außenseite mit natürlichen Steinen zu verkleinern.

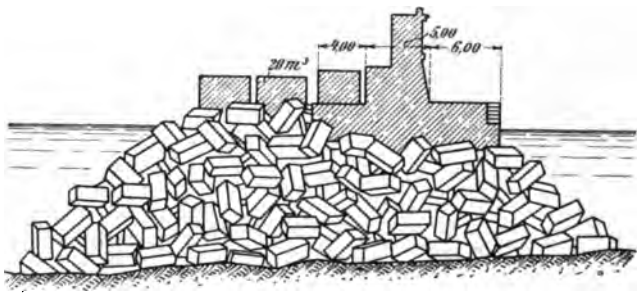
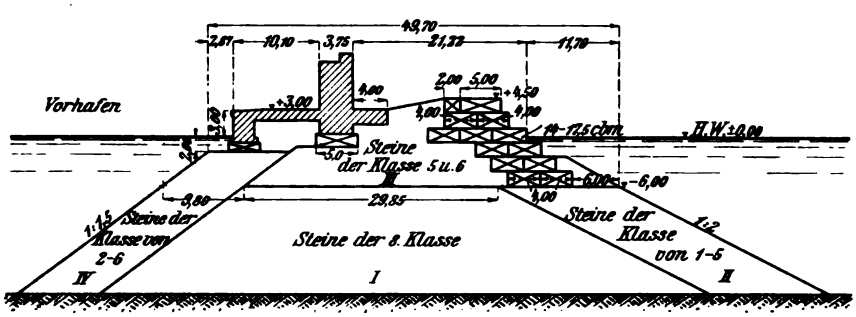


Abb. 83. Diga Curvilinea in Livorno.

Die Bauweisen der beiden letzten Beispiele dürfte nicht nachahmenswert sein, da sie aber sehr lehrreich sind, ist ihnen hier ein Platz eingeräumt worden.

Wie schon erwähnt, hat man in einer großen Anzahl italienischer Häfen, bei denen es sich meist um die Errichtung von Bauwerken in großen Wassertiefen handelte, dem bei flachen Böschungen entstehenden Baustoffaufwand dadurch zu begegnen gesucht, daß man die Außen- und bisweilen auch die Innenseiten der Bauwerke mit Schichten aus regelmäßig versetzten Blöcken



1. Klasse über 30 000 kg	4. Klasse 5000 bis 10 000 kg	7. Klasse 100 bis 500 kg
2. „ 20 bis 30 000 „	5. „ 2500 „ 5 000 „	8. „ weniger als 100 kg.
3. „ 10 „ 20 000 „	6. „ 500 „ 2 500 „	

Abb. 84. Molo Galliera in Genua.
Steinschüttung mit Schutzschicht aus geschichteten Blöcken, Schutzmauer und Kaianlage.

bekleidete und die Böschungen zu 1 : 1 oder noch steiler wählte. Einen derartigen Querschnitt zeigt Abb. 84 vom Molo Galliera in Genua, der bis zu Wassertiefen von 29 m hinausführt und das erste Beispiel dieser Art darstellt.

Die Steinschüttung bestand im Innern aus Stücken von 5 bis 100 kg, sie wurden auf der Binnenseite von Felsstücken im Gewicht von 0,5 bis 30 t und auf der Außenseite im unteren Teile von solchen von 2,5 bis 50 t umhüllt. Von —6,0 m ab bestand die Schutzschicht aus sechs Lagen von künstlichen Blöcken, von denen die unteren $4 \cdot 2 \cdot 1{,}75 = 14$ cbm und die oberen Reihen $5 \cdot 2 \cdot 1{,}75 = 17{,}5$ cbm Inhalt hatten. Jede folgende Lage trat gegen die untere

so viel zurück, daß eine Böschung von 1 : 1 entstand. Eine 3,75 m starke Schutzmauer, eine davorliegende 4 m breite Berme und ein 10,1 m breiter Kai vervollständigten, wie die Abbildung zeigt, den Querschnitt. Da sich aber herausstellte, daß die Außenböschung nicht genügend gesichert war, so wurde sie noch durch eine starke Schicht großer Felsblöcke geschützt, die auch die künstlichen Blöcke bis zum Wasserspiegel bedeckte, so daß diese aufhörten, eine Rolle zu spielen. Trotz der großen Stärke des Querschnitts erwies sich das Bauwerk bei dem heftigen Sturm des 27. November 1898 als nicht widerstandsfähig genug, so daß bedeutende Beschädigungen entstanden, auf die hier kurz eingegangen sei. An dem Molo Nuovo (Abb. 48 in Bd. I, S. 112) wurden auf 250 m Länge, gerade der Stelle, an der die größten Tiefen sind, die künstlichen und natürlichen Blöcke herausgerissen und fortgeführt, die Berme zum Teil beschädigt, so daß die Wellen unmittelbar an den Fuß der Schutzmauer herankonnten. An dem Molo Galliera dagegen, der sich vor dem Sturm in vorzüglichem Zustand befand und sich in den letzten zehn Jahren sehr gut bewährt hatte, wurde die Schutzmauer an dem zweiten Arm auf 220 m Länge

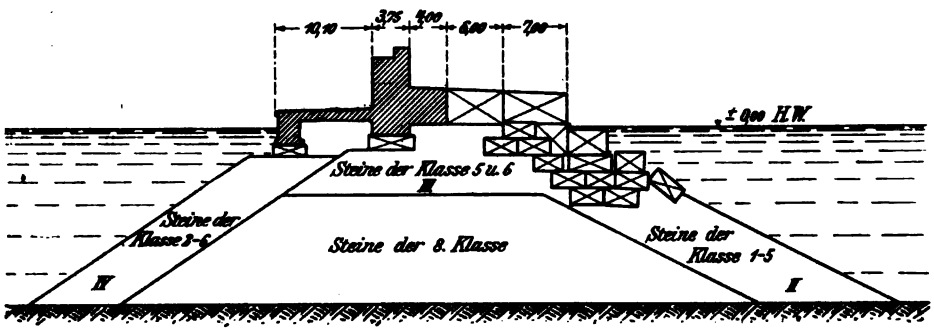


Abb. 85. Molo Galliera in Genua. Verstärkter Querschnitt.

in mehrere Stücke zerbrochen. An dem Winkel zwischen den beiden Schenkeln wurden einzelne künstliche Blöcke der Schutzschicht aus Tiefen von 2 bis 6 m losgerissen und in die Tiefe gezogen, die Berme gänzlich zerstört, während die Schutzmauer, obgleich sie teilweise unterhöhlt war, unbeschädigt blieb. Auf der anschließenden Strecke von 90 m Länge wurde die obere Lage der künstlichen Blöcke umgestürzt und die Schutzmauer in fünf Stücke von 322 bis 1012 t Gewicht zerbrochen, eins derselben wurde umgeworfen und über den Kai hinweg in den Vorhafen gespült, die anderen wurden mehr oder weniger verschoben. Auf einer Strecke verschwand die Schutzmauer vollkommen, während an dieser Stelle die künstlichen Blöcke nur wenig beschädigt wurden.

Bei der Untersuchung der Ursachen dieser gewaltigen Zerstörungen erkannte man besonders die Notwendigkeit, die von den Wellen erreichbare Fläche der Schutzmauer zu verringern, die Verbindung zwischen der Mauer und den Schutzblöcken inniger zu gestalten und die Größe der Blöcke zu erhöhen. Bei der Betrachtung des Querschnitts auf Abb. 84 erkennt man leicht, daß die vor der Schutzmauer niederbrechenden Wellen auf die Schutzblöcke von hinten wirken und zur Lockerung des Verbandes beitragen konnten. Die

Kaifläche hat im Gegensatz zu den genannten Teilen alle Angriffe unbeschädigt ausgehalten. Daß dem genanten Umstand bei den Wiederherstellungsarbeiten in hohem Maße Rechnung getragen wurde, zeigt Abb. 85. Diese Arbeiten bestanden zunächst in der Wiederherstellung der Schutzschicht aus den künstlichen Blöcken, soweit es möglich war. Es ist dies ein lehrreiches Beispiel dafür, wie unvorteilhaft die Anwendung regelmäßig geschichteter Blöcke für diesen Zweck ist, da die Herstellung der Regelmäßigkeit, wenn die Blöcke erst einmal durcheinandergeworfen sind, unverhältnismäßig große Schwierigkeiten und Kosten verursachen. Sodann wurden auf der Schutzschicht große Mauerwerkskörper zur Belastung aufgebracht, das Bankett durch Aufmauerung erhöht

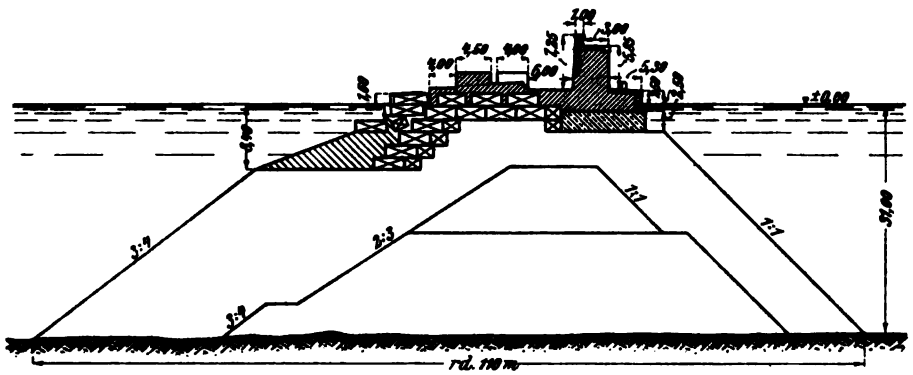


Abb. 86. Molo S. Vinzenso in Neapel. Neuere Verlängerung.

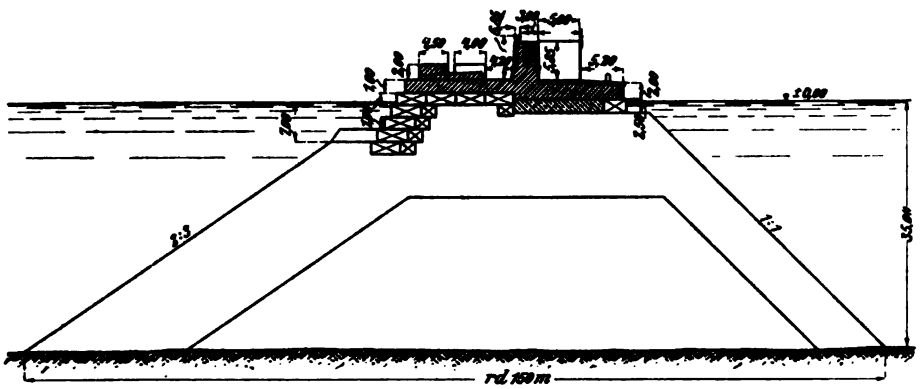


Abb. 87. Molo S. Vinzenso in Neapel. Schnitt am Molenkopf.

und der Zwischenraum zwischen diesem und den Belastungsblöcken mit großen gemauerten Blöcken ausgefüllt. Es ist anzunehmen, daß der so ausgebesserte Querschnitt, nachdem die Mängel der ersten Ausführung beseitigt sind, seine Aufgabe voll erfüllen wird.

Viel Verwandtes hat mit den Bauten in Genua der Molo S. Vinzenso in Neapel, von dem Abb. 86 einen Querschnitt der neueren Verlängerung und Abb. 87 einen solchen am Molenkopf darstellt. Auch er erreicht Tiefen bis zu 35 m und ist sehr heftigen Angriffen ausgesetzt. Dieses Bauwerk ist insofern von Interesse, als bei seiner Herstellung in verschiedenen Abschnitten auch verschiedene Bauweisen zur Anwendung gelangten. Der älteste Teil bestand

aus einer einfachen Steinschüttung mit einem einen Kai bildenden Mauerwerkskörper. Nach mehreren größeren Beschädigungen wurde dieser Teil durch regellos verstürzte künstliche Blöcke, eine gemauerte Abdeckung und durch drei Reihen auf dieser ruhender Schutzblöcke verstärkt. Ein weiteres Stück, durch Abb. 86 wiedergegeben, besteht aus sortierten Steinen mit einer Schutzschicht von 6 Lagen regelmäßig geschichteter Blöcke von $4 \cdot 2 \cdot 1{,}6 = 12{,}8$ cbm Inhalt. Eine doppelte Lage von Blöcken deckt ferner die Berme ab, daran schließt auf einem großen Betonklotz ein Bankett, die Schutzmauer und ein Kai. Auf der Abdeckung der Steinschüttung liegen ferner zwei Reihen in Abständen verlegter Schutzblöcke, deren Fugen untereinander versetzt sind. Wie in Genua sah man sich auch hier genötigt, die Schutzschicht durch Verstärkung der äußeren Steinschüttung einzuhüllen, jedoch mit dem Unterschied, daß im oberen Teile künstliche Blöcke zur Verwendung gelangten, die fast regelmäßig übereinander lagen. Zu dieser Maßregel gab besonders die Besorgnis Veranlassung, daß bei etwaigen Beschädigungen der Steinschüttung die Schutzblöcke sich senken und die gemauerte Oberfläche in Mitleidenschaft ziehen könnten. Im Vergleich mit dem Beispiel aus Genua ist die dichte Abdeckung der Schüttung hier ein Vorteil, da die niederstürzenden Wellen dadurch verhindert werden, von hinten die Schutzschicht anzugreifen. Im ganzen hatte sich aber auf dieser Strecke ein Ruhezustand nicht erzielen lassen; es treten von Zeit zu Zeit Bewegungen ein, die zu Rissebildungen in dem Oberbau und jährlichen nicht unbedeutenden Ausgaben Veranlassung geben.

Infolge dieser Erfahrungen wurde bei dem letzten Stück, dargestellt durch Abb. 87, die Bauweise etwas abgeändert, und zwar wurden die Schutzblöcke in einer sehr viel steileren Lage angeordnet, so daß sie sich gegenseitig mehr belasten. Alles andere ist sonst den vorigen ähnlich, nur ist eine spätere Einschüttung der Schutzschicht unterblieben und auch nicht nötig gewesen, es hat sich dieses letzte Stück der Mole, das in 35 m Wassertiefe errichtet wurde, vielmehr seit seiner Vollendung einwandfrei gehalten.

In Neapel sowohl als auch in Genua hat sich aber die Überzeugung Eingang verschafft, daß die angewandte Bauweise Mängel hat, daß besonders die aus geschichteten Blöcken gebildete Schutzschicht keine empfehlenswerte Anordnung darstellt, infolgedessen hat man bei den dort geplanten Neubauten eine andere, im nächsten Abschnitt wiedergegebene Anordnung in Aussicht genommen.

Einen noch viel ungünstigeren Erfolg hat die Anwendung geschichteter Blöcke als Schutzschichten bei der nordöstlichen Verlängerung des bereits erwähnten Antemurale Trajano in Civitavecchia gehabt. Diese Molenstrecken wurden nach dem durch Abb. 88 u. 89 dargestellten Querschnitt ausgeführt. Der Unterbau wurde hier bis zu 15 m Tiefe mit künstlichen Blöcken von 16 cbm Inhalt eingehüllt, wobei die innere Böschung unter 2 : 1 und die äußere unter 1 : 1 geneigt wurde. Darüber erhob sich ein mächtiger Mauerklotz, die Schutzmauer und eine Kaifläche. An und für sich macht das Bauwerk einen kräftigen Eindruck. Die ihm anhaftenden Mängel stellten sich doch bald heraus. Im Jahre 1902 wurde ein längeres Stück des Bauwerks vollständig bis zu 4 bis 5 m Wassertiefe zerstört. Die Gründe hierfür werden in der nicht genügend

dichten Lagerung der Blockschichten gesehen, die leicht durch Unachtsamkeit der Taucher und durch kleine Steinstücke, die auf und zwischen die bereits verlegten Blöcke fallen, verursacht wird. Durch die dann vorhandenen Hohlräume finden die Wellen Eingang in das Innere, wo sie zu kleine, nicht widerstandsfähige Steine vorfinden, die sie leicht in Bewegung setzen; ein weiterer Grund für die Zerstörungen ist in der Lockerung der Blockschichten durch Setzungen der Steinfüllung zu erblicken, der die Blöcke folgen müssen, und endlich in der nicht genügenden Belastung der Blöcke durch die darüberliegenden. Bei einer Neigung von 1 : 1 liegen die Blöcke nur zur Hälfte übereinander, so daß sie sich durch ihr Gewicht nur wenig festklemmen; je steiler die Böschung gewählt wird, umsomehr ist dies der Fall, eine Erfahrung, die, wie oben erwähnt, in Neapel ebenfalls gemacht wurde.

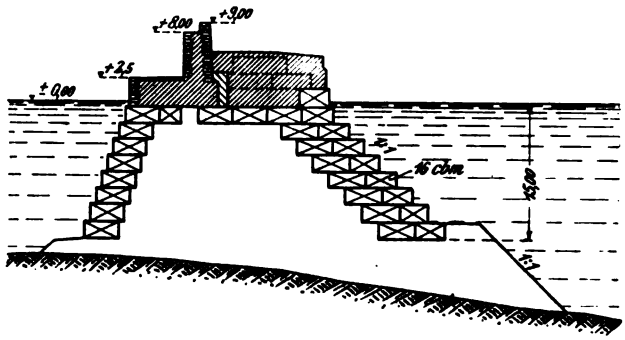


Abb. 88.
Verlängerung des Antemurale Trajano in Civitavecchia.
Umhüllung einer Steinschicht mit geschichteten Blöcken.

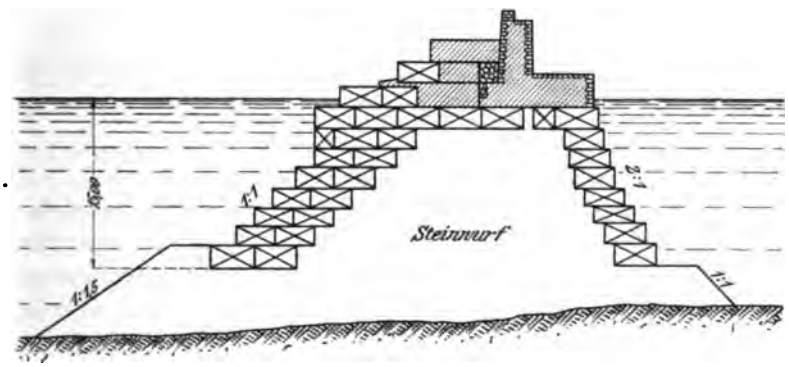


Abb. 89. Verlängerung des Antemurale Trajano in Civitavecchia.

Bei der Wiederherstellung der Mole wurde das bisherige System gänzlich aufgegeben und die durch Abb. 90 gezeigte Anordnung gewählt, bei der die frühere Form durch Strichelung angedeutet wurde. Sie kennzeichnet sich durch die auf einer breiten Berme regellos verstürzten Schutzblöcke, durch die in der Höhe des stärksten Wellenschlages angeordnete steile Schichtung der Blöcke, die für die Aufnahme des Wellenstoßes, wie bekannt, am besten geeignet ist, durch große über Wasser hergestellte gemauerte Belastungsblöcke und durch die gewaltige Masse der Schutzmauer.

Dieses Beispiel sollte genügen, um die Nachteile der Anwendung regelmäßig geschichteter Blöcke als Schutzschicht für die Zukunft auszuschließen. Es muß aber, um der Wahrheit die Ehre zu geben, darauf hingewiesen werden, daß die Bauweise an mehr geschützten Stellen mit geringeren Wassertiefen

von Erfolg begleitet gewesen ist; aus diesem Grunde seien hier noch kurz weitere Beispiele behandelt, bei denen dieses der Fall war.

An dem auf der Südseite der Insel Sardinien belegenen Hafen Cagliari, der am Ende des Golfes gleichen Namens liegt, ist, wie Abb. 91 erläutert, eine

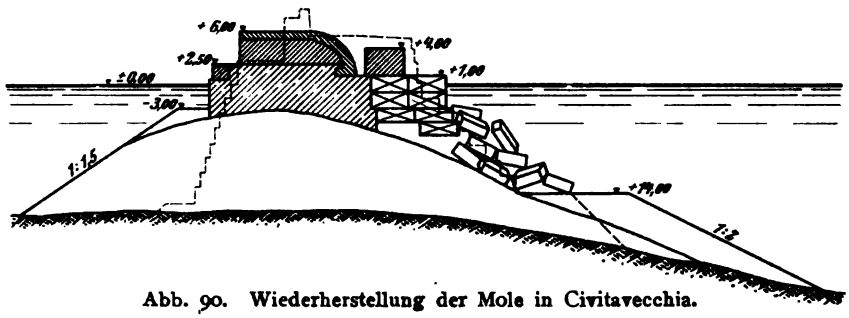


Abb. 90. Wiederherstellung der Mole in Civitavecchia.

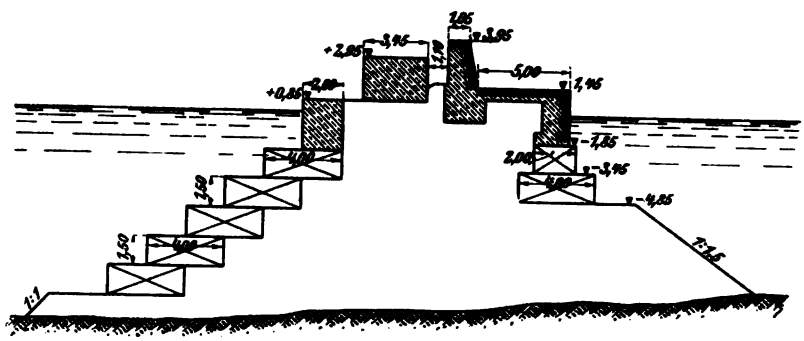


Abb. 91. Mole von Cagliari.
Steinschüttung mit Umhüllung aus geschichteten Blöcken, Schutzmauer und Kaianlage.

der vorigen ähnliche Bauweise zur Anwendung gelangt. Die Schutzschicht besteht aus 5 Lagen von Blöcken, darauf ruht ein gemauerter Block. Die Steinschüttung deckt oben ein ebenfalls gemauerter Belastungsblock ab, dahinter folgt in üblicher Weise die Schutzmauer und ein Kai. Das Bauwerk hat bisher allen Angriffen widerstanden; dagegen hat es sich stark um etwa 1,40 m infolge des weichen Untergrundes gesetzt; in gleichem Maße wurde die Berme vor der Schutzmauer durch Mauerwerk aufgehöht.

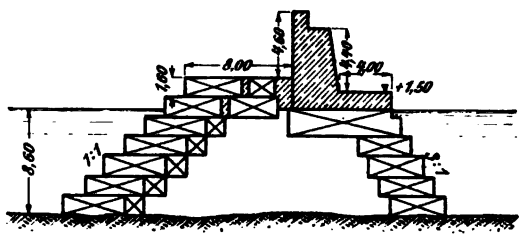


Abb. 92. Molo Foraneo in Salerno.
Steinschüttung mit Umhüllung aus geschichteten Blöcken und Kaianlagen.

Die innere und äußere Bekleidung mit geschichteten Schutzblöcken wurde ganz bis zum Grunde heruntergeführt bei dem Molo Foraneo in Salerno (Abb. 92). Die sonstige Anordnung entspricht den früheren Beispielen; aufmerksam zu machen ist auf den dichten Abschluß der Außenberme durch zwischen die Blöcke gefügtes Mauerwerk. Die Mole, die bis 8,6 m Tiefe hinabgeht, hat sich auf der Strecke, wo sie in der dargestellten Weise hergestellt

wurde, bei allen Stürmen gut gehalten; an dem letzten Stück, das schwächer ausgeführt worden war, sind jedoch Zerstörungen vorgekommen, die zu Verstärkungen führten.

C. Wellenbrecher und Molen gemischter Form.

Hält man sich die Vorteile der im ersten Abschnitt behandelten Bauwerke mit steilen Seitenwänden in bezug auf ihre Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe der Wellen vor Augen, denkt man ferner an die mit zunehmender Tiefe wachsenden Schwierigkeiten der Herstellung, berücksichtigt man außerdem den Umstand, daß die Kraft der Wellen in der Höhe des Wasserspiegels am stärksten ist und daß sie nach unten schnell abnimmt, so liegt der Gedanke nahe, die Bauwerke so auszubilden, daß der Unterbau in den großen Tiefen, wo er nur geringen Angriffen ausgesetzt ist, in leicht herstellbarer und weniger widerstandsfähiger Form ausgeführt wird und daß der Oberbau, der den Hauptanprall auszuhalten hat, besonders kräftig ausgebildet und nur bis zu solchen Tiefen herabgeführt wird, in denen er ohne übergroße Kosten sicher und gut hergestellt werden kann.

Für den Unterbau genügen, wie die Erfahrung und die Beispiele des zweiten Abschnitts hinlänglich beweisen, Steinschüttungen. Es läßt sich für jeden Hafenort eine Tiefe feststellen, in der Schüttungen aus Steinen mäßiger Größe auch bei den heftigsten Stürmen nicht mehr angegriffen werden, in der sie also vollkommene Sicherheit gewähren.

Für den Oberbau ist die Anwendung fest zusammengefügter Massen mit steiler Begrenzung die beste, wie die Beispiele des ersten Abschnitts zeigen.

Es entsteht, wenn man diesem Gedanken folgt, eine zusammengesetzte oder gemischte Bauweise für Hafenbauwerke, die mannigfache Vorteile darbietet und in neuerer Zeit mehrfach zur Ausführung gelangt ist. Zu den Vorzügen dieser Bauwerke ist zu rechnen, daß sie den Angriff der Wellen nicht erheblich verstärken, da sie sich aus großen Tiefen erheben und die schwingende Bewegung nicht in dem Maße in eine fortschreitende verwandeln, wie dies bei geneigten Flächen der Fall ist. Die Angriffe auf den oberen Teil werden daher unter sonst gleichen Verhältnissen geringer ausfallen.

Es ist ferner ersichtlich, daß der Baustoffaufwand ein geringerer wird als bei reinen Steinschüttungen.

Auch besonders vorteilhaft ist die gemischte Bauweise in Meeren mit starker Flut und Ebbe, da dort die Ausführung des steilen Oberbaues in dem Raum zwischen H.W. und N.W. sehr erleichtert wird. Anderseits muß bei diesen Bauwerken berücksichtigt werden, daß sich die Höhe der am stärksten angegriffenen Stellen mit steigendem oder fallendem Wasser verschiebt, so daß die Forderung größter Widerstandsfähigkeit sich über eine größere Schicht erstrecken muß, während in den Nebenmeeren diese Stelle annähernd die gleiche bleibt.

Ein weiterer Vorteil der gemischten Bauweise besteht darin, daß es mit ihrer Hilfe leicht ist, der Forderung zu genügen, daß die Molenköpfe möglichst steil gehalten werden sollen (vergl. Bd. I, S. 255), damit die Schiffe bei zufälliger, großer Annäherung keine Gefahr laufen, was bei den ganz aus Stein-

schüttungen hergestellten Bauwerken nur dadurch gut zu erreichen ist, daß man für die Molenköpfe eine andere Bauweise anwendet.

Bezüglich der Herstellung des Unterbaues ist noch zu bemerken, daß die Standsicherheit des Oberbaues wesentlich davon abhängen wird, daß möglichst geringe Sackungen eintreten. Dies läßt sich am besten dadurch erreichen, daß man die Steinschüttung gleichzeitig in großer Ausdehnung herstellt und daß man Steine verschiedener Größe im Gemisch verwendet, so daß möglichst kleine Zwischenräume entstehen. Die Anwendung dieser Maßregel ist hier deswegen unbedenklich, weil die Steine in solcher Tiefe liegen, daß sie durch die Wellenbewegung nicht mehr bewegt werden. An der Außenseite wird es aber immer erforderlich bleiben, mit Rücksicht auf den Rücksturz des Wassers eine Schicht größerer Steine zu verwenden, ferner ein Bankett anzuordnen und dieses mit großen Steinen oder Blöcken zu belegen, um Angriffe von der Steinschüttung abzuhalten.

Für die Herstellung des Oberbaues können alle die Verfahren zur Anwendung kommen, die bei Besprechung der steilen Bauwerkformen genannt sind: also Körper aus künstlichen Blöcken mit wagerechten oder geneigten Lagerfugen, Zellenblöcke, Schwimmkasten, Mauerwerks- und Betonkörper. Es läßt sich daher die Behandlung dieses Abschnitts ebenfalls wie die der vorigen nach der Art der Herstellung des Oberbaues in mehrere Gruppen zerlegen.

a) Oberbau aus künstlichen Blöcken.

Ein kleineres Beispiel dieser Art stellt die im Bau begriffene Mole Marzocco in Livorno dar (Abb. 93), bei der nur Tiefen bis zu 6 m und eine

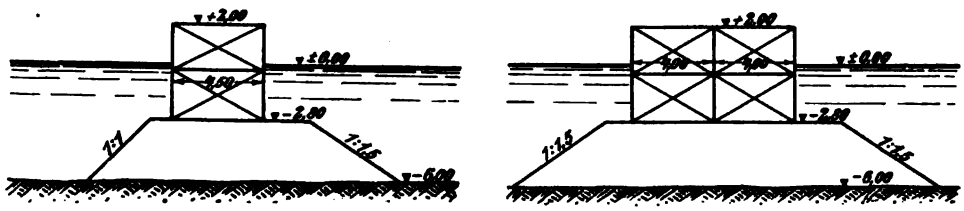


Abb. 93. Mole Marzocco in Livorno.
Gemischte Form: Unterbau Steinschüttung, Oberbau künstliche Blöcke.

ziemlich geschützte Lage vorhanden sind. Der Unterbau besteht aus einem Steinwurf und der Oberbau aus zwei bezw. vier künstlichen Blöcken.

Sehr viel größere Aufgaben und entsprechend gewaltigere Abmessungen hat der in der Ausführung begriffene neue Wellenbrecher in Neapel erhalten (Abb. 94), bei dem die für Italien neue Bauart mit größter Sorgfalt zur Anwendung gelangt und man die Hoffnung hegt, die bei den bisherigen Bauten von Neapel und Genua entstandenen Unzuträglichkeiten und Gefahren zu vermeiden.

Das Bauwerk besteht im Unterbau aus einer Steinschüttung, die in der ganzen Ausdehnung 9,5 m unter Wasser abschneidet, jedoch nach der Hafeneinfahrt zu bis 11,5 m heruntergeht. Die Herstellung dieser Schüttung erfolgte so, daß spätere Sackungen möglichst gering ausfallen sollten; einmal wurde sie nach und nach in einzelnen Schichten ausgeführt und ferner zwei Jahre

vor der Errichtung des Oberbaues fertiggestellt. Die Steine wurden dabei im Gemisch verstürzt, um die Zwischenräume zu verringern. Auf der Steinschüttung erhebt sich aus regelmäßig übereinandergeschichteten Blöcken der Oberbau bis 0,50 m über den Wasserspiegel. Seine Stärke beträgt im allgemeinen 10 m auf 165 m Länge, nach der Hafeneinfahrt zu 13 m und am Molenkopf, wo ein Gebäude für ein Leuchtfeuer errichtet werden soll, 22,5 m.

Über den künstlichen Blöcken erhebt sich ein Belastungskörper aus Mauerwerk von 3 m Höhe über M.W. auf der Seeseite und von 2,5 m Höhe auf der Hafenseite, der in einzelnen Stücken mit lotrechten Fugen hergestellt wurde; eine Schutzmauer von 3,80 m Höhe und 4 m Dicke krönt das Bauwerk.

Bei dem Versetzen der Blöcke wurde die allergrößte Sorgfalt verwendet, um einen vollkommen dichten Körper zu erhalten. Zu dem Zweck wurden die sonst gebräuchlichen äußeren Rillen für die Hebeketten fortgelassen und durch

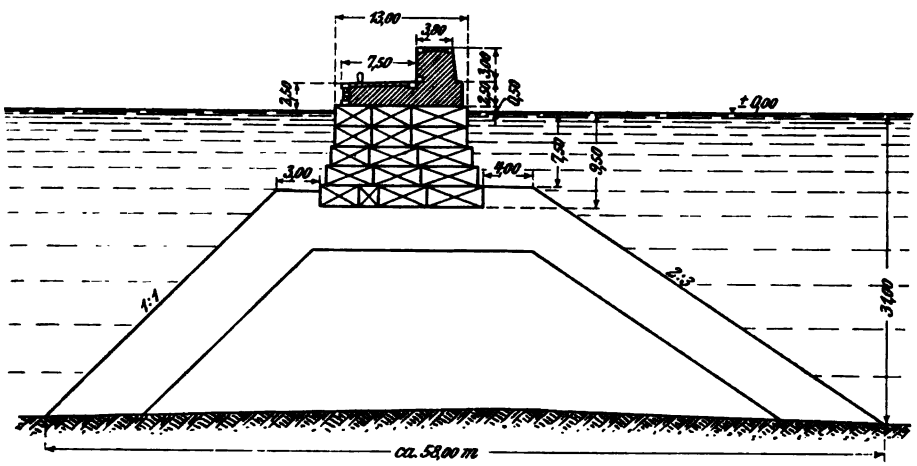


Abb. 94. Wellenbrecher in Neapel.
Unterbau Steinschüttung, Oberbau wagerecht geschichtete Blöcke und Mauerwerk.

Löcher im Inneren der Blöcke ersetzt. Die Aufbringung der Blöcke erfolgte ferner nicht abschnittweise von einem Ende aus, sondern schichtweise in ganzer Ausdehnung des Bauwerks, und zwar in Höhe von höchstens zwei Lagen; nach Ausführung einer Schicht ließ man einen Winter verstreichen, um die Schüttung nach und nach zu belasten und das spätere Eintreten plötzlicher und unregelmäßiger Sackungen zu vermeiden. Diese Vorsicht war umsomehr angebracht, als das Bauwerk auf Tiefen von 35 m errichtet werden mußte, wobei die Steinschüttung die bedeutende Höhe von 25 m erreichte.

Um Richtungslinien für die Verlegung der Blöcke zu erhalten, wurden einige Blöcke im voraus verlegt und an ihnen über die Wasserfläche hervorretende hohle Eisenstangen befestigt; zur genauen Einrichtung der zu versetzenden Blöcke wurden dann zwischen den auf diese Weise hergestellten und genau ausgerichteten Richtungspunkten Stahlseile gespannt; ein Verfahren, das sich gut bewährt haben soll.

Zur weiteren Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der äußeren Blockreihen wurden die einzelnen Blöcke durch kräftige eiserne Klammern verbunden, die

in die zur Hebung der Blöcke vorgesehenen Löcher hakten und mit Beton vergossen wurden. Der Wert dieser Maßregel zeigt sich hauptsächlich während der Bauausführung, wenn die Blöcke noch nicht durch benachbarte und darauf liegende unterstützt werden. Die Fugen des Mauerwerkskörpers sind in Abständen von doppelter Blockbreite angeordnet worden. Als Mörtel wurde ausschließlich eine Mischung von 1 Teil Kalk mit 2 Teilen Puzzolan sowohl für den Beton als auch für das Mauerwerk verwendet; mit dieser Mischung sind seit den ältesten Zeiten in jener Gegend gute Erfahrungen gemacht worden.

Ob das Bauwerk den gehegten Erwartungen entsprechen wird, bleibt abzuwarten; die Wahrscheinlichkeit spricht aber bei der, sorgfältigen Überlegungen entstammenden Anordnung dafür.

Von Wichtigkeit wird es jedenfalls sein, daß die Berme am Fuße des Oberbaues nicht zu schmal gewählt und daß sie ferner mit genügend großen

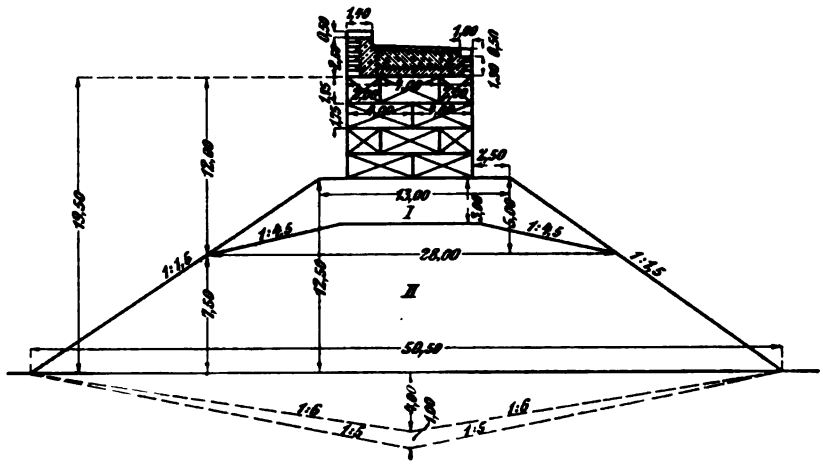


Abb. 95. Wellenbrecher in der Bucht von Muggia bei Triest.
Unterbau Steinschüttung, Oberbau geschichtete Blöcke und Mauerwerk.

Blöcken belegt wird, damit sie durch den Rückfall der gegen den Oberbau geschleuderten Wellen nicht beschädigt wird und den Bestand des Ganzen gefährdet; das Bestehen der Berme bildet gewissermaßen den Schlüssel zu dem ganzen Bauwerk.

Eine ähnliche Bauweise ist für die neuen Wellenbrecher in der Bucht von Muggia bei der Erweiterung des Hafens von Triest in Aussicht genommen (Abb. 95). Der Oberbau reicht hier bis zur Tiefe von 7 m herab. Einer genügend breiten Berme ist hier nicht besondere Beachtung geschenkt worden, was nach dem oben Ausgeführten nicht unbedenklich erscheint. Bei dem aus sehr weichem Schlick bestehenden Untergrund hat man hier mit bedeutenden Senkungen der Steinschüttung zu rechnen, namentlich wird sie sehr weit in den Untergrund eindrücken, ein Maß, das zunächst auf 5 m geschätzt ist.

Auch für den neuen Wellenbrecher in Genua zur Bildung des Hafenbeckens Victor-Emmanuel III. ist die gleiche Bauweise geplant, wie Abb. 96 zeigt. Hervorzuheben ist an dieser Anordnung die gute Ausbildung der Berme und ihre Sicherung durch eine Reihe von großen Blöcken; ferner das Eingreifen

des Belastungsmauerwerks in die oberste Blockreihe. Weniger günstig erscheint dem Verfasser die Ersparnis an Blöcken in der untersten Schicht und deren Ersatz durch eine gröbere Steinschüttung. Es ruht infolgedessen der Oberbau auf Schichten von verschiedenem Sackmaß, und es kann dadurch eine Trennung des vorderen Teiles von dem hinteren eintreten.

Nach der gleichen Bauweise sind ferner Molen von Trapani und Villa San Giovanni entworfen.[1])

Der Oberbau aus künstlichen Blöcken kann auch, wie bei den steilen Mauern, durch Blockreihen mit geneigten Lagerfugen gebildet werden, wie es

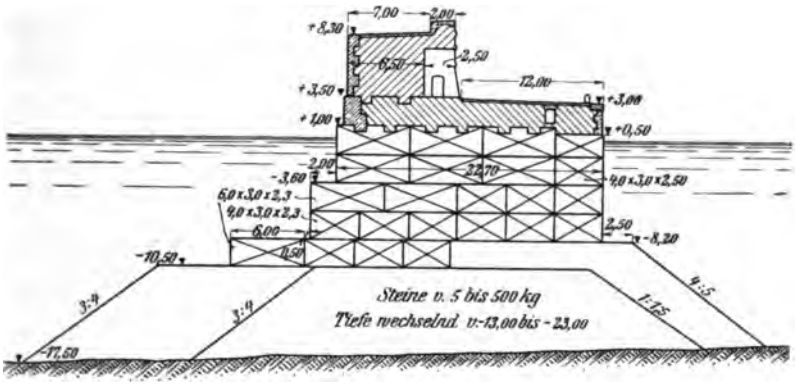


Abb. 96. Neuer Wellenbrecher für Genua.
Unterbau Steinschüttung, Oberbau geschichtete Blöcke und Mauerwerk.

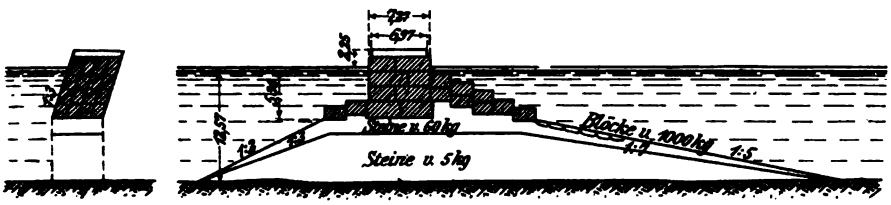


Abb. 97. Wellenbrecher von Otaru.
Unterbau Steinschüttung, Oberbau geschichtete Blöcke mit geneigten Lagerfugen.

auf S. 40 u. 42 und durch Abb. 45 u. 46 von den Bauwerken in Colombo und Mormugao her bekannt ist. Da bei diesen Ausführungen an den tieferen Stellen ein größerer Unterbau aus Steinschüttungen vorhanden ist, so gehören sie für diese Strecken zu den in diesem Abschnitt zu behandelnden Bauten.

Es dürfte zu erwägen sein, ob nicht für den vorliegenden Fall die Anwendung geneigter Lagerfugen besonders am Platze ist, da die unvermeidlichen Sackungen, die besonders bei großen Tiefen und weichem Boden ungewöhnlich große Werte annehmen, — rechnet man z. B. als Sackmaß $^1/_{10}$ der Höhe, so würde bei einer 25 m hohen Schüttung eine Sackung von 2,5 m zu verzeichnen sein —, dadurch unschädlich gemacht werden können, wobei ferner der Vorteil entsteht, daß bei den Blöcken die nach den Sackungen erforderlichen Aufhöhungen über Wasser leicht vorgenommen werden können.

[1]) Giornale del Genio Civile 1909, S. 297, Taf. XV.

Ein Beispiel der Anwendung dieser Methode in dem Hafen von Otaru in Japan zeigt Abb. 97. Hier ist aber vielleicht in der Bedeckung der Berme des Guten zu viel getan, da durch die zahlreichen an der Außenseite angeordneten Schutzblöcke die vorteilhafte steile Form des Oberbaues verloren geht.

b) Oberbau aus Zellkörpern.

Das Bestreben, den Oberbau aus möglichst großen Stücken unter Vermeidung von zahlreichen Fugen herzustellen, hat dazu geführt, in dem Hafen von Savona Blöcke von 500 cbm Inhalt dadurch zu bilden, daß zellenförmige Körper von 10 m Länge, 5 m Breite und 2 m Höhe bis zu fünf aufeinandergesetzt wurden, so daß nach ihrer Ausfüllung mit Beton ein einziger Block von der angegebenen Größe entstand (Abb. 98). Die einzelnen Zellkörper, deren Wände 0,75 bis 0,50 m stark waren, wogen hierbei 100 t und wurden durch einen Kran versetzt. Indem eine zweite Reihe dieser Körper hinter die erste gestellt wurde, erhielt der Oberbau eine Dicke von 15 m. Das Verfahren erscheint nachahmenswert, da dabei die teure Versetzarbeit unter Wasser eingeschränkt und die Zahl der Fugen sehr verringert wird.

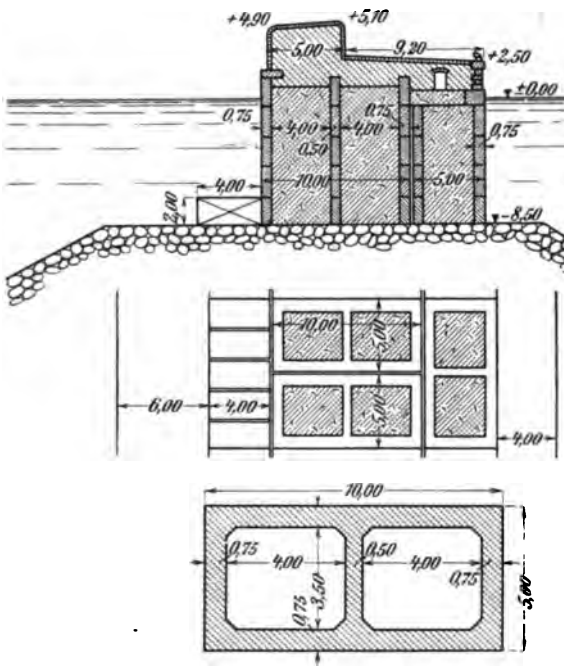


Abb. 98. Mole von Savona. Unterbau Steinschüttung, Oberbau Betonzellkörper.

Die sonstige Anordnung des Bauwerks entspricht den bisher entwickelten Grundsätzen. Hervorzuheben ist noch, daß der Oberbau ganz auf der inneren, bis 8,50 m ansteigenden Steinschüttung ruht, also einer Schicht mit gleichmäßigem Sackmaß. Die Anordnung von Schutzschichten aus größeren Steinen und die Belastung der Berme durch eine Reihe von Blöcken am Fuße des Oberbaues ist zweckmäßig Eine gute Verbindung der Übermauerung mit den Zellkörpern ist dadurch erreicht worden, daß diese in die Zellen hineingreift.

Die geschilderte Bauweise kann als eine ins Moderne übergehende Anwendung der früher an der Ostsee und in Amerika hergestellten Steinkisten angesehen werden, indem die äußere Holzumhüllung durch Beton oder Eisenbeton und die Steinfüllung ebenfalls durch Beton ersetzt wurde (S. 10).

Eine weitere Anwendung von Eisenbetonkisten ist in kleinem Umfange bei dem Hafen Viareggio vorgekommen. Wie Abb. 99 zeigt, wurde der Unterbau aus einer Steinschüttung und daraufgestellten, mit Beton ausgefüllten Eisenbeton-

kisten gebildet. Besonders beachtenswert ist, wie die Einzelheiten erkennen lassen, die sehr geringe Wandstärke von nur 5 cm, die durch ein Gerippe von 8 cm starken Balken ausgesteift wird, die Eckbalken sind 9 cm stark bemessen. Um die Außenwand möglichst wasserdicht zu gestalten, wurde eine Mischung von 800 kg Zement auf 1 cbm Sand angewandt. Infolge der geringen Abmessungen betrug das Gewicht einer Kiste nur 12 t, so daß sie mit Hilfe zweier Prahme leicht an die Verwendungsstelle gebracht werden konnte. Der Inhalt der in 3 Tagen ausgefüllten Blöcke betrug 75 cbm. Zur Ausfüllung diente ein Beton aus 0,90 cbm Steinbrocken und 0,54 cbm

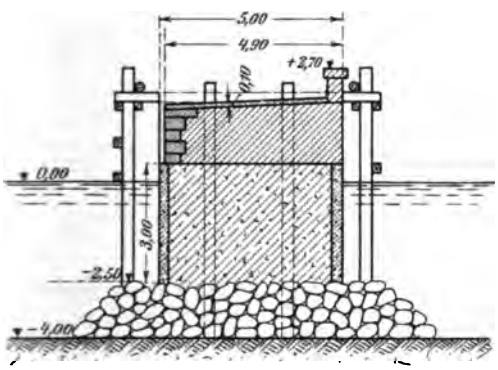
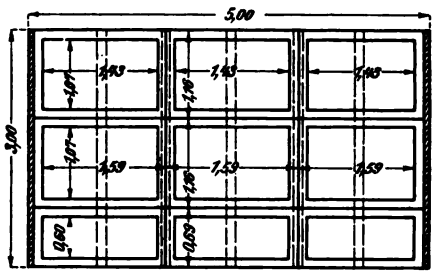
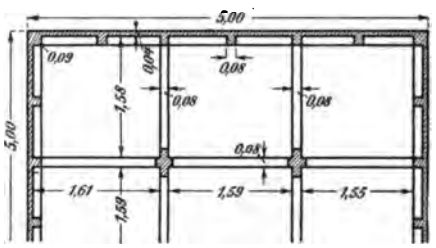


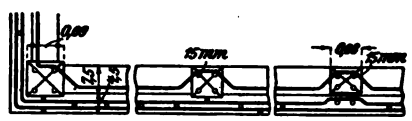
Abb. 99. Mole von Viareggio.
Unterbau Steinschüttung,
Oberbau Betonzellkörper und Mauerwerk.



Querschnitt.



Grundriß.



Eckausbildung.

Abb. 100. Einzelheiten der Betonkörper in Viareggio.

Mörtel, bestehend aus 1 Teil Kalk, 2 Teilen Puzzolan von Bacoli mit einem Zusatz von 100 kg Zement auf je 1 cbm.

c) Oberbau aus Schwimmkörpern.

Beabsichtigt man, in der Größe der Blöcke noch weiter zu gehen, so hört allmählich die Möglichkeit auf, so große Massen zu handhaben. Einen Ausweg aus dieser Schwierigkeit gestattet die in neuerer Zeit mehrfach vorgekommene Anwendung von Schwimmkörpern, wie sie bereits bei den steilen Bauwerksformen beschrieben wurde. Es gehören daher die dort aufgeführten Beispiele, soweit sie an den tieferen Stellen auf größeren Steinschüttungen ruhen, auch in diesen Abschnitt, so z. B. die Mole von Zeebrügge (S. 45, Abb. 48 u. 49).

Die ersten Anfänge der Anwendung dieses Baugedankens stammen von den Häfen Lissabon, Bordeaux, Bizerta und Bilbao, wo für verschiedene Zwecke Schwimmkörper hergestellt wurden, um die Anfertigung großer Baumassen an schwierigen Orten zu erleichtern. Die größte zur Zeit bekannte Verwendung von Schwimmkörpern zu Hafenbauwerken dürfte die von Zeebrügge sein. Da zur Zeit ihrer Ausführung die Eisenbetonbauweise noch in den Anfängen lag,

so hatte man sich mit den damals bekannten Mitteln behelfen müssen, heute würde man wohl nur noch an Eisenbeton denken, wenn es sich um die Bildung von großen Schwimmkörpern handelt. Das Verfahren stellt ferner die Übertragung der im Grundbau bekannten, früher häufiger angewandten Methode der hölzernen oder gemauerten Senkkasten auf den Eisenbetonbau dar. Welche gewaltigen Baumassen durch diese Bauweise in einem zusammenhängenden Block gebildet werden können, zeigt besonders die Herstellung der Hafenköpfe des neuen Hafens in Cuxhaven,[1]) die aus eisernen, mit Beton ausgefüllten Schwimmkasten von 120 m Länge, 9 m unterer und 7,45 m oberer Breite sowie 15,5 m Höhe bestanden. Nach diesen Maßen beträgt der Inhalt des ganzen Körpers rund 15 000 cbm und sein Gewicht 31 500 t bei einem Durchschnittsgewicht von 2,1 t je cbm.

Die in Bizerta angewandten Schwimmkörper ergaben Blöcke von 5000 bis 6500 t Gewicht, sie dienten zur Verlängerung der Nordmole und zur Herstellung des Wellenbrechers, die durch Abb. 101 im Querschnitt dargestellt werden. Die in der Abbildung angegebene Dicke des Oberbaues ist an den

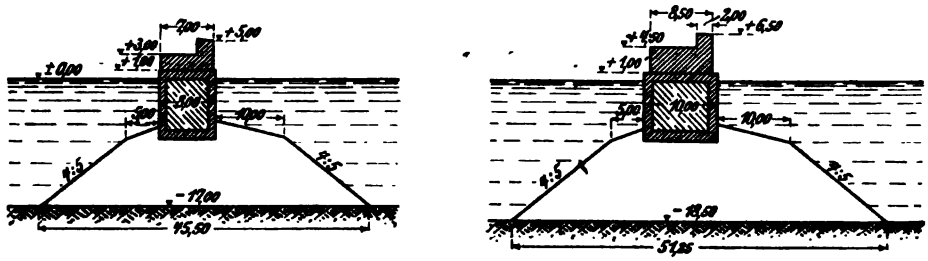


Abb. 101. Nordmole in Bizerta, regelrechter Querschnitt und am Molenkopf. Unterbau Steinschüttung, Oberbau Schwimmkästen und Mauerwerk.

Molenköpfen auf 10 m vergrößert worden. Der Unterbau bestand aus einer Steinschüttung; im Inneren fanden Steine von 40 bis 400 kg Verwendung, an den Außenseiten solche mit einem Durchschnittsgewicht von 1600 kg, die durch Taucher verlegt, während die anderen durch Prahme verstürzt wurden. Die Schüttung weist an der Außenseite eine Berme von 10 m und an der Innenseite eine solche von 5 m Breite auf. Vor der Aufbringung der Blöcke wurde die Steinschüttung durch Taucher genau abgeglichen und mit einer 20 cm starken Schicht kleiner Gesteinstrümmer, sowie einer 15 cm starken Lage groben Kieses bedeckt. Diese Maßregel erwies sich als vollkommen ausreichend, es zeigten sich nach dem Versenken der Schwimmkasten nur sehr geringe Höhenunterschiede.

Die Schwimmkörper haben Längen von 20 bis 31 m bei 8 bis 16 m Breite, ihr Fassungsraum beträgt 2500 bis 3250 cbm. Sie bestehen im unteren, 2 m hohen Teil aus einem eisernen Kasten, der mit dem Block versenkt wird. An diesen schließen sich eiserne Fangedämme an, die nach dem Absenken und nach der Ausfüllung wieder entfernt werden. Die eisernen Kasten werden nach ihrer Vollendung zu Wasser gelassen und mit einer Betonschicht bedeckt, darauf werden mit Hilfe von Schwimmkranen die eisernen Fangedämme in

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1898, S. 383, Taf. 46 bis 48.

6 Stücken aufgesetzt und verschraubt und dann die Ausmauerung begonnen, wie Abb. 102 zeigt. In den Wänden der Fangdämme sind eine Anzahl verschließbarer Öffnungen vorgesehen, um zum Absenken Wasser eintreten zu lassen. Die

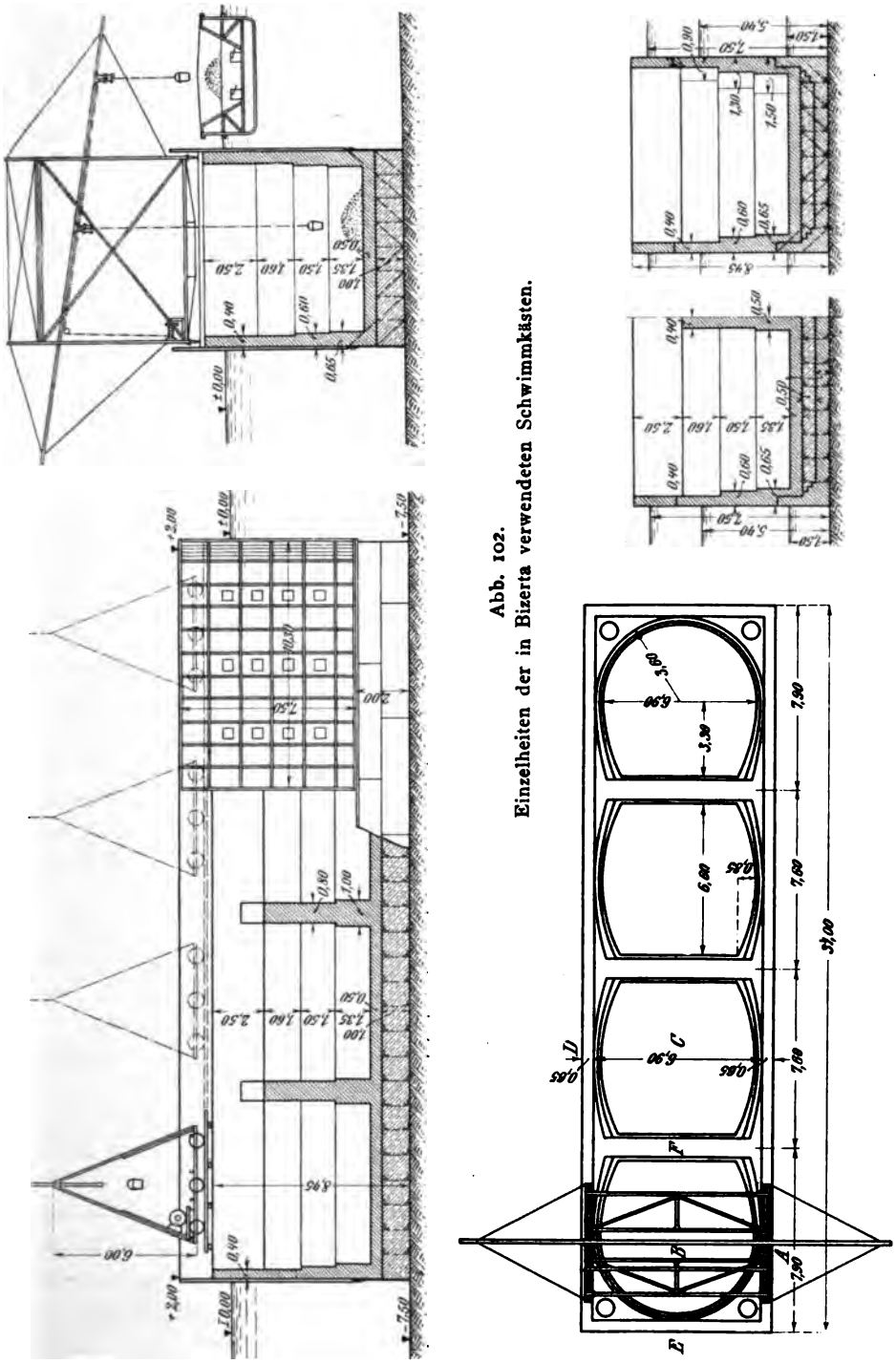


Abb. 102.
Einzelheiten der in Bizerta verwendeten Schwimmkästen.

Ausfüllung der Blöcke erfolgt so weit, daß sie eben noch auf die 7,50 unter M.W. abgrenzende Steinschüttung geflößt werden können. Sind sie genau eingerichtet und befestigt, so wird in die zwei äußeren Abteilungen Wasser eingelassen und dadurch der Block so belastet, daß er sich fest auf seine Unterlage stellt. In den beiden mittleren, trocknen Abteilungen beginnt darauf sofort die Ausfüllung mit Beton, wobei die in Abb. 102 erkennbaren Beförderungseinrichtungen benutzt werden, die über jeder Öffnung angeordnet sind und die in einfachster Weise Beton und andere Baustoffe aus den neben den Blöcken liegenden Prahmen in die auszufüllenden Hohlräume schaffen. Nachdem die beiden trocken gebliebenen Hohlräume bis — 3 m ausgefüllt waren, wurden die beiden äußeren ebenfalls trockengelegt und ausbetoniert. Über M.W. vervollständigt ein Mauerwerkskörper mit Schutzmauer das Bauwerk.

Die Ausführung der geplanten Bauten ging ohne ernste Zwischenfälle vor sich, nur zwei von 23 Blöcken sind erheblich von der planmäßigen Lage abgewichen. Die Fugen zwischen den einzelnen Körpern betrugen 0,3 bis 0,5 m. Auch die Senkungen der Blöcke, die bis 0,70 m erreichten, sind sehr regelmäßig ausgefallen.

Trotz der großen Abmessungen hat das Bauwerk, nachdem es im Jahre 1903 vollendet war, bald darauf beachtenswerte Veränderungen durch heftige Stürme erlitten. Einzelne Blöcke haben sich sowohl ein wenig nach innen geneigt, als auch in ihrer Längsrichtung verschoben und etwas gedreht. Man füllte darauf die zwischen ihnen noch vorhandenen Fugen mit Beton aus, doch zeigte sich diese Maßregel als sehr zweischneidig, indem bei einem folgenden Sturm die Blöcke gegeneinanderdrückten, so daß sie sich in den oberen Kanten beschädigten und zu bersten drohten. Aus diesen Erscheinungen geht hervor, daß die Blöcke noch nicht groß genug gewählt waren, namentlich hätte die Dicke größer als 8 m gewählt werden müssen. Auch scheint die Stärke und Anordnung des Unterbaues den in Bizerta auftretenden Wellen gegenüber nicht angemessen gewesen zu sein, denn es sind mehrfach Beschädigungen der Innenseite der Schüttung bemerkt worden, so daß man sich gezwungen sah, die Berme auf dieser Seite um 5 m zu verstärken. Vielleicht ist die Höhenlage der Steinschüttung für die dortigen Verhältnisse zu hoch gewählt worden, und hätte es sich empfohlen, mit ihrer Oberkante weiter herabzugehen.

Jedenfalls zeigt dieses Beispiel, daß bei der Anwendung der großen Blöcke Vorsicht geboten ist, trotz der Vorteile, die die steilen Seitenflächen des Oberbaues zweifellos besitzen.

In Bilbao hatte sich ein auf regellos verstürzten künstlichen Blöcken von 30 bis 50 cbm Inhalt ruhender Mauerwerkskörper bei starken Stürmen nicht gehalten (Abb. 103), so daß seine Abtragung vorgenommen werden mußte. Der gleiche Querschnitt hatte sich in St. Jean de Luz bewährt; ein deutlicher Beweis dafür, wie verschieden der Einfluß der örtlichen Verhältnisse ist und wie schwer es ist, die günstigen Erfahrungen eines Ortes auf einen anderen übertragen zu wollen. Man beschloß, die Steinschüttung um 50 m zu verbreitern und in 35 m Abstand von der früheren Mauer eine neue zu errichten; die künstlichen Blöcke des früheren Bauwerks sollten als Wellenbrecher wirken und die stärksten Angriffe von der neuen Mauer fernhalten.

Zur Herstellung der neuen Mauer wurden eiserne Schwimmkasten von 13 m Breite, 7 m Länge und Höhe benutzt, die, mit einer schwachen Betonschicht belastet, an Ort und Stelle versenkt wurden. Sie waren durch Zwischenwände in 6 Abteilungen zerlegt worden. Um ihre Standsicherheit so schnell als möglich zu erhöhen, wurden in die Kasten nach dem Versenken bereitgehaltene Blöcke von $4 \cdot 3 \cdot 2{,}50 = 30$ cbm Größe mit Hilfe eines Kranes in zwei Schichten gestellt und darauf die noch verbleibenden Hohlräume von 0,50 m Breite zwischen den eisernen Wänden und den Blöcken unter Trockenlegung der einzelnen Abteilungen mit Beton ausgefüllt. Auf diese Weise ent-

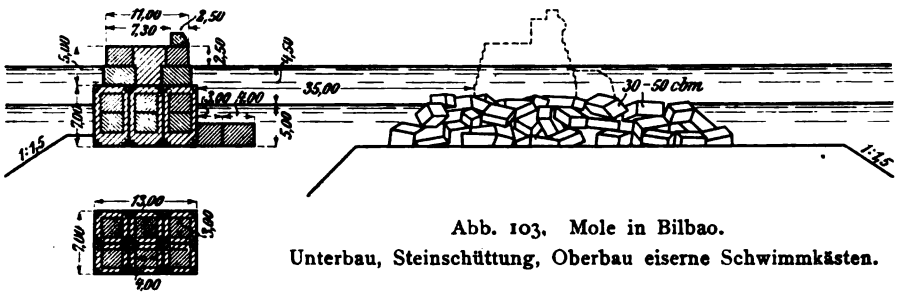


Abb. 103. Mole in Bilbao.
Unterbau, Steinschüttung, Oberbau eiserne Schwimmkästen.

standen Blöcke von 1500 t Gewicht. Die Fortsetzung des Oberbaues erfolgte durch zwei Reihen von 60 t schweren Blöcken, zwischen denen Beton gestampft wurde. Eine kleine Brustmauer von 2,50 m Breite und 1,50 m Höhe, aus einem Block bestehend, vervollständigt das Bauwerk. Der obere Teil der Mauer wurde in Abschnitten hergestellt, die der Länge der unteren Blöcke entsprachen. Man ließ ferner die zwischen den Blöcken bestehende Fuge von etwa 0,30 m noch 2 Jahre lang offen, um die einzelnen Stücke sich unabhängig setzen zu lassen.

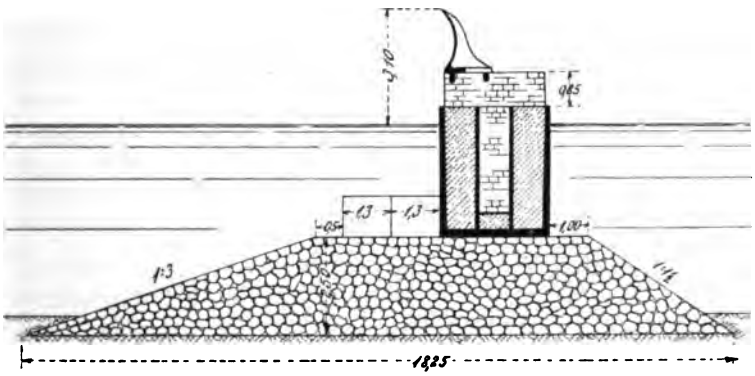


Abb. 104. Wellenbrecher in Touapsé-Schwimmkästen aus Eisenbeton.

Die Senkungen betrugen 0,40 bis 0,80 m. Später wurden die Fugen mit Beton ausgefüllt. Bemerkenswert ist bei der Ausführung, daß es gelang, die Versenkung eines Schwimmkastens einschließlich der Ausfüllung und der Herstellung des Oberbaues in 30 bis 32 Stunden zu vollenden, so daß nach dieser Zeit auftretende Stürme bereits ein fertiges, vollkommen widerstandsfähiges Werk vorfanden.

Auf die in Zeebrügge und Talcahuano verwendeten Schwimmkörper ist bereits auf S. 45 hingewiesen worden; bei dem ersteren Hafen wurden sie ebenfalls in

eisernen Kasten hergestellt, es fand aber schon ein gewisser Übergang zur Eisenbetonbauweise statt insofern, als die zur Aussteifung der Kasten dienenden Spanten mit einbetoniert wurden. Bei den letzteren wurden die Kästen ganz

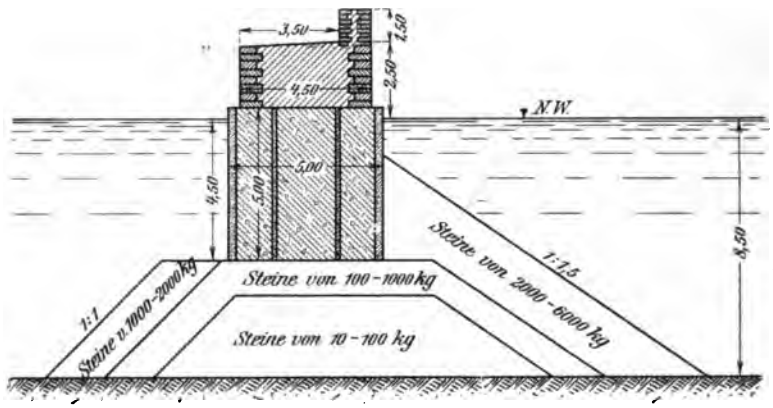
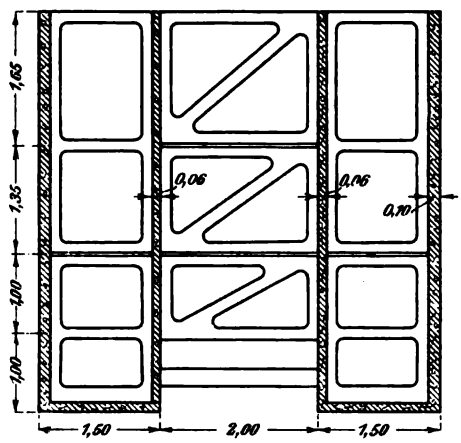


Abb. 105. Mole in Muggiano. Oberbau aus Eisenbetonschwimmkörpern.



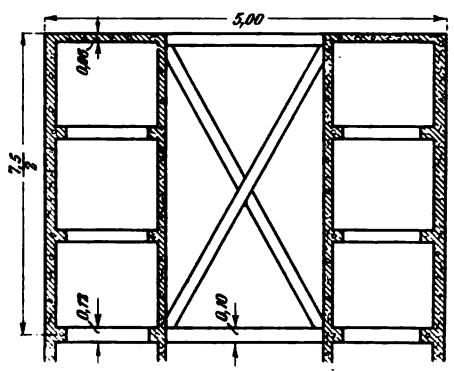


Abb. 106.
Einzelheiten der Eisenbetonschwimmkästen in Muggiano.
Querschnitt und Teil des Grundrisses.

aus Eisenbeton gebildet und damit eine zweckentsprechende Verwendung dieses neuesten Baustoffs vorgenommen.

Eine weitere Anwendung von Eisenbeton zur Bildung von Schwimmkörpern ist in Rußland bei dem Bau des Wellenbrechers im Hafen von Touapsé am Schwarzen Meer zur Ausführung gelangt. Einen Querschnitt dieses Bauwerks zeigt Abb. 104. Die Schwimmkasten waren 17 m lang, 6,4 m breit, 1,8 bis 3,5 m hoch und durch zwei Längswände und sechs Querwände in Unterabteilungen zerlegt, die nach dem Versenken leicht einzeln trockengelegt und ausbetoniert bezw. ausgemauert werden konnten. Das Gewicht der ausgefüllten Blöcke betrug 1600 t. Die Brustwehr ist ebenfalls aus einer kleinen Eisenbetonwand mit Versteifungsrippen errichtet worden.

Der Gedanke, große Blöcke durch Schwimmkörper herzustellen, hat bei dem Bau einer kleinen Mole bei Muggiano in der Nähe von Spezia nach der Richtung eine weitere Ausgestaltung erfahren, daß an Stelle eines einzigen Kastens mit geschlossenem Boden ein Gebilde aus zwei langge-

streckten schmalen Kasten, die durch Eisenbetonbalken verbunden waren, zur Verwendung gelangte (Abb. 105 u. 106). Als Vorteil für diese Anordnung wird angegeben, daß die sorgfältige Einebnung der Steinschüttung auf eine geringere Fläche beschränkt wird, daß ferner durch die Ausfüllung des inneren Hohlraumes mit Beton durch Kastenschüttung eine gute Verbindung der benachbarten Blöcke erfolgt, daß die Verbindung mit dem Untergrund in dem inneren Teile eine innigere wird als bei nur aufgesetzten Kasten und daß endlich die Absteifung der beiden Schwimmabteilungen, die geringere Weite haben, billiger zu bewirken ist.

Der gleiche Gedanke ist von Hennebique[1]) vorgeschlagen worden, wie die unten angegebenen Quellen und die Ausführungen des Verfassers in der 2. Auflage des Handbuches für Eisenbetonbau, Band IV dartun.

d) Oberbau aus Betonschüttung.

Eine weitere Möglichkeit für die Herstellung des Oberbaues besteht in der Anwendung von Betonschüttungen. Für die Ausführung kann hierbei die Anwendung von abnehmbaren Formen oder von Säcken oder auch von beiden in Frage kommen. Werden Formen angewandt, so wird es zweckmäßig sein, vor der Einschüttung des Betons die Steinschüttung mit Segeltuch oder mit kleineren Säcken abzudecken, um Betonverluste zu vermeiden und dem Betonkörper eine sichere Grundlage zu geben.

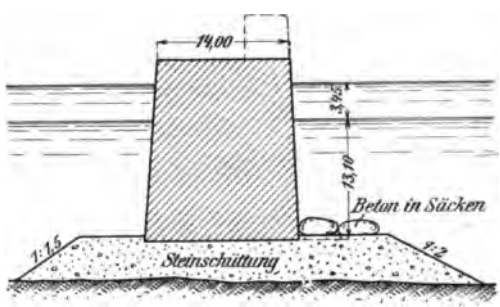


Abb. 107. Mole in Peterhead.
Oberbau aus Betonschüttung.

Im allgemeinen muß dieses Verfahren auf geschütztere Gegenden beschränkt bleiben, da die Formen durch aufkommenden lebhafteren Seegang leicht beschädigt und verloren werden können. Daß der Betonoberbau in einzelnen Stücken ausgeführt werden muß, um den Senkungen des Untergrundes folgen zu können, braucht wohl nur erwähnt zu werden. Im übrigen mag hier auf die bei den steilen Bauwerken und bei dem Abschnitt über die Ausführung der Hafenbauwerke gegebenen Bemerkungen hingewiesen werden. Ein Beispiel für die geschilderte Bauweise gibt der Bau der Mole von Peterhead auf der in tieferem Wasser errichteten Strecke (Abb. 107). Während die ersten 300 m unmittelbar auf den Untergrund gestellt wurden, ging man an den tieferen Stellen zur Herstellung eines Unterbaues aus einer Steinschüttung über und errichtete auf dieser den Betonoberbau. Anfänglich wurde die Steinschüttung 9,14 m unter N.W. abgeglichen, infolge der bei einem starken Sturm gemachten Erfahrungen vergrößerte man dieses Maß auf 13,10 m. Im oberen Teil erhielt der Betonkörper noch eine Granitverblendung, um ihn gegen die Angriffe des Seewassers zu schützen. Die obere Breite der Mole betrug 14 m.

[1]) Le Béton armé 1909, S. 39 u. f. — Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 60.

e) Oberbau aus Mauerwerk.

In den Meeren mit starkem Flutwechsel hat sich die gemischte Form der Hafenbauwerke in der Weise sehr eingebürgert, daß der Unterbau aus

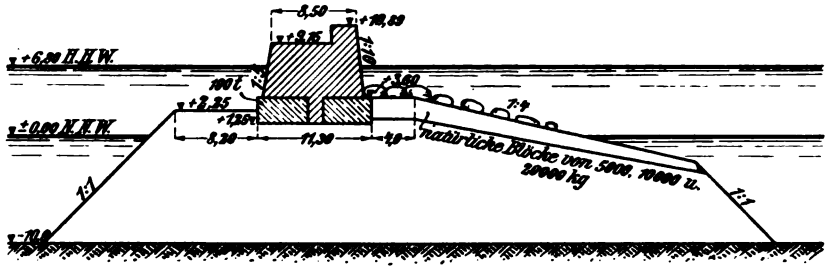


Abb. 108. Westmole von Cherbourg.
Oberbau aus Mauerwerk, Unterbau Steinschüttung im Gemisch.

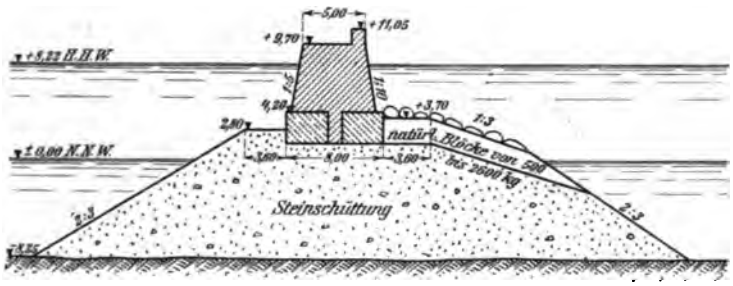


Abb. 109. Mole in Brest.
Oberbau aus Mauerwerk, Unterban Steinschüttung im Gemisch.

Steinen und regellos verstürzten Blöcken und der Oberbau von N.W. ab aus Mauerwerk gebildet wurde. Durch das wechselnde Steigen und Fallen des Wassers in Tidemeeren wird die Ausführung des steilen Oberbaues sehr erleichtert, da die Arbeiten bei N.W. im Trocknen vorgenommen werden können.

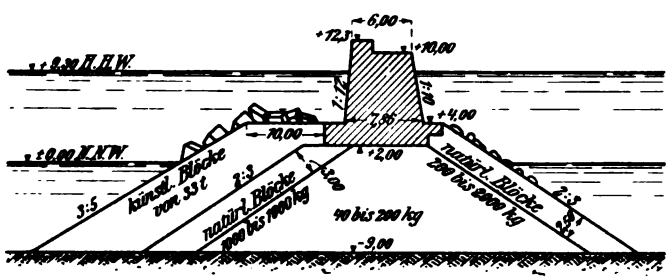


Abb. 110. Mole in Boulogne.
Oberbau Mauerwerk, Unterbau sortierte Steine.

Die ältesten Ausführungen in dieser Richtung stammen von der durch Abb. 108 dargestellten Westmole von Cherbourg, deren Steinschüttung noch die alte, wenig planmäßige Anordnung zeigt. In ähnlicher Weise ist auch der südliche Wellenbrecher von Brest (Abb. 109) ausgeführt worden. Bei beiden sind die Steine wie bei dem älteren Wellenbrecher in Cherbourg unsortiert verwendet worden, man hat aber nach und nach die Außenböschungen steiler gemacht, indem man sie mit großen natürlichen Blöcken bedeckte und die Zwischenräume mit kleineren Steinen ausfüllte.

Nach Abgleichung der Steinschüttung wurden zwei Reihen künstlicher Blöcke versetzt, die Fugen zwischen ihnen ausgemauert und darauf der weitere Oberbau aufgeführt. Beide Bauwerke haben sich gut bewährt und sehr geringe Unterhaltungskosten erfordert.

Schon kunstgerechter wurde bei dem Bau der großen Mole von Boulogne (Abb. 110) vorgegangen, indem die Steinschüttung aus Schichten verschiedener Größe gebildet wurde, deren äußerste aus künstlichen Blöcken von 33 t Gewicht bestand. Der Oberbau erhebt sich auf einer 2 m starken Mauerwerksschicht, die die Hohlräume zwischen den Steinen des Unterbaues ausgleicht.

Zum Schluß dieser Beispielreihe sei noch der Querschnitt der neuen Mole von Le Havre wiedergegeben, der die neueste Form der Anwendung dieser Bauweise darstellt (Abb. 111). Die Abmessungen der Steinschüttung konnten hier noch schwächer als bei dem vorigen Beispiel gewählt werden, da der Wellenangriff infolge der seewärts liegenden Bänke geringer ist. Infolgedessen ist die Abdeckung durch künstliche Blöcke nur aus einer einzigen

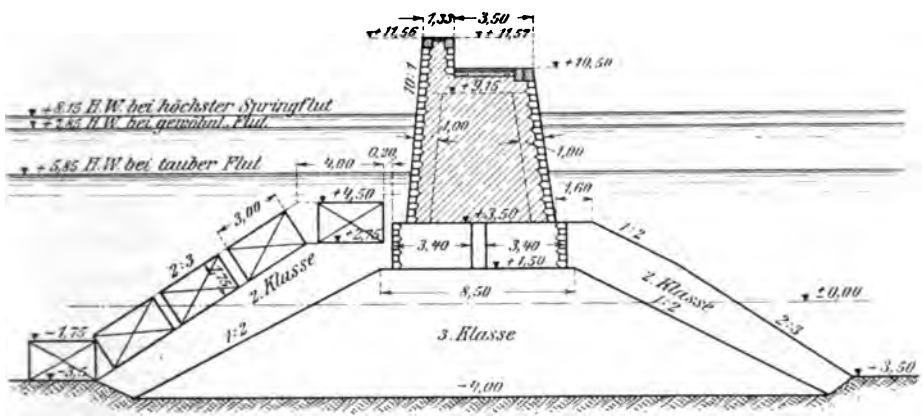


Abb. 111. Mole von Le Havre.
Oberbau Mauerwerk, Unterbau sortierte Steine.

Schicht hergestellt worden. Im übrigen erläutert die Zeichnung die Anordnung des Bauwerks, das sich bisher gut gehalten hat.

Das Bauwerk zeigt gegenüber dem vorigen Beispiel darin eine Verbesserung, daß der Mauerwerkskörper nur auf einer, gleichartigen Steinschüttung ruht.

Von Wichtigkeit ist bei diesen Bauwerken die Bildung eines genügend breiten und hinreichend belasteten Banketts, um den Bestand der Steinschüttung bei H.W. gegen den nach unten gerichteten Stoß der den Oberbau treffenden Wellen zu schützen und um anderseits bei niedrigen Wasserständen einen Brechungspunkt für die Wellen zu schaffen, ähnlich wie dies früher bei den reinen Steinschüttungen von Marseille usw. geschildert wurde.

D. Anordnung der Wellenbrecher- und Molenköpfe.

Als erste Bedingung für die Gestaltung der Wellenbrecher- und Molenköpfe ist diejenige größter Festigkeit und Widerstandsfähigkeit anzusehen; da sie den am meisten vorgeschobenen Punkt der Bauwerke bilden, so sind sie

auch den heftigsten Angriffen der Wellen ausgesetzt, von ihrem Bestand hängt in den meisten Fällen das Schicksal des ganzen Bauwerks ab.

Die Folge dieser Forderung ist eine in vielen Fällen vorgenommene Verstärkung der Bauwerke am Kopf, sei es durch Verankerungen oder doppelte Pfahlreihen, wie es bei den auf S. 14 u. f. beschriebenen Molen von Saßnitz, Dievenow, Memel geschehen ist, sei es durch Vergrößerung der Abmessungen des Bauwerks oder endlich durch beide Maßnahmen.

Bezüglich der stärkeren Verankerung ergeben die Abb. 9, 16, 18 bis 21 hinreichend Aufschluß, ebenso auch für die Verstärkung durch doppelte Pfahlreihen. Besonders ist in dieser Beziehung auf das Beispiel von Memel aufmerksam zu machen, wo die Verstärkung durch eine eiserne Pfahlreihe gebildet wurde (S. 20).

Bei den Pfahlwandmolen ist außerdem die Anordnung von Querwänden sehr empfehlenswert, da sie die Ausbreitung etwa entstandener Beschädigungen verhüten; derartige Querwände dürften bei solchen Molen überhaupt in gewissen Abständen zweckmäßig sein.

Sind die Molen im oberen Teil aus künstlichen Blöcken erbaut, so erfolgt die Verankerung von Stein zu Stein entweder durch eiserne oder bronzene Klammern oder Dübel, oder auch durch schwalbenschwanzförmige Gestalt der Blöcke.

Wird die Verstärkung durch Vergrößerung der Abmessungen vorgenommen, so ist zu überlegen, ob sie nach der Seeseite oder nach der Hafenseite zu oder nach beiden Seiten hin erfolgen soll. Die hierfür entscheidenden Gründe sind aus den Forderungen herzuleiten, die die Gestalt und Beschaffenheit der Küste, die Schiffahrt und die Bauweise stellen.

Handelt es sich um Häfen an veränderten Küsten mit starker Sandführung, so ist eine Verstärkung an der Außenseite nur zulässig, wenn sie ganz allmählich erfolgt, so daß sie keine schädliche Beeinflussung der Küstenströmung verursacht (vergl. die Bemerkungen in Band I., S. 252 u. 264 u. f.).

Anderseits kann für die Schiffahrt eine nach der Seeseite zu vorgenommene Verstärkung durch Ablenkung des Wellenschlages von der Einfahrt günstig wirken.

Eine Verstärkung nach der Innenseite ist besonders dann vorteilhaft, wenn an dem Bauwerk Schiffe anlegen sollen, da diese dann besser gegen die um die Köpfe herum- und an den Molen entlanglaufenden Wellen geschützt sind. Kleinen Schiffen, z. B. Fischereifahrzeugen, kann dadurch allerdings die Ausfahrt erschwert werden.

Was den Einfluß der Bauweise auf die Entscheidung der vorstehenden Frage anbetrifft, so ist leicht ersichtlich und auch bei der Besprechung der betreffenden Beispiele betont, daß eine Verstärkung der Abmessungen bei den Pfahlwandmolen am besten ganz allmählich erfolgt, da die Sicherung des Verbandes bei plötzlichen Erweiterungen Schwierigkeiten macht; man wird bei Bauwerken aus dieser Bauweise am besten von einer plötzlichen Verbreiterung Abstand nehmen.

Bei der Herstellung der Bauwerke aus Steinschüttung ist eine beliebige Verstärkung nach jeder Seite hin ausführbar, ebenso auch bei der Verwendung

von künstlichen Blöcken mit wagerechten Lagerfugen; bei der Verwendung künstlicher Blöcke und geneigter Lagerfugen dagegen nicht, da die vorspringenden Blöcke kein volles Auflager finden. Die Anwendung schwimmender Blöcke zur Bildung der Köpfe läßt die Verstärkung ohne Schwierigkeiten nach jeder Seite hin zu.

Bei der Ausbildung der Bauwerksköpfe sind ferner noch die bei der Besprechung der Forderungen einer Hafeneinfahrt gestellten Bedingungen zu erfüllen (vergl. Band I, S. 248 u. f.). Von diesen ist besonders diejenige hervorzuheben, die verlangt, daß die Bauwerke an der Hafeneinfahrt möglichst steil beschaffen sind. Dadurch wird die Nutzbreite der Einfahrt vergrößert und die Gefahr einer zu großen Annäherung an die Köpfe verringert, da der Schiffer bei flach geneigten Köpfen bei nebeligem und unsichtigem Wetter nie ganz sicher darüber sein kann, ob er den richtigen Abstand von dem Bauwerk hat, um glatt vorbeizukommen.

Bezüglich der Form der Molenköpfe ist ferner zu betonen, daß abgerundete Formen sowohl für die Schiffe als auch für das Bauwerk bei etwaigen Zusammenstößen günstiger sind und weniger große Beschädigungen hervorrufen.

Aus allen diesen Forderungen ist ersichtlich, daß die Herstellung von Bauwerksköpfen aus Steinschüttungen am wenigsten günstig ist, da sie mit ihren breiten Böschungen, die gewöhnlich am Kopfe der stärkeren Angriffe wegen noch flacher gewählt werden, einen bedeutenden Teil der Einfahrtbreite in Anspruch nehmen. Man wird daher bei der Ausbildung der Köpfe von Bauwerken aus Steinschüttungen, wenn die Einfahrt aus anderen Gründen nicht ungewöhnlich groß ist, zweckmäßig zu einer anderen Bauweise übergehen, wie es auch mehrfach geschehen ist.

Die oben erörterten Bedingungen werden dagegen erfüllt durch alle Molenbauweisen mit steilen Seitenflächen und durch die gemischte Form, wenn der Unterbau aus Steinen an den Molenköpfen tief genug heruntergeführt wird. Ehe nun auf Beispiele eingegangen wird, mögen die verschiedenen möglichen Formen der Bauwerksköpfe im Grundriß kurz besprochen werden.

Auf Abb. 112 sind verschiedene Möglichkeiten für die Gestaltung von Bauwerksköpfen dargestellt; von diesen zeigen die Skizzen *a* und *b* keine Verbreiterung; *c*, *d* und *e* solche nach innen, *c* und *e* sind gut geeignet zur Abhaltung von Wellen von den an der Innenseite etwa festmachenden Schiffen, beide können auch die Abgrenzung für die auf der Binnenseite vorhandene Steinschüttung bewirken; *d* ist infolge seiner Form für die Schiffahrt sehr günstig; *f*, *g*, *h* und *i* stellen Verbreiterungen nach beiden Seiten hin dar, die daher zum Abschluß von Steinschüttungen nach beiden Seiten hin dienen können und zur Abhaltung von Wellen von der Innenseite geeignet sind; *k*, *l* und *m* sind nur nach der Außenseite verbreitert und befähigt, Wellen von der Hafeneinfahrt zurückzuhalten und den Abschluß einer äußeren Steinschüttung zu bilden.

Je nach der vorhandenen Wellenrichtung werden die Brustmauern mehr oder weniger weit um den Kopf herumgeführt. Auf dem Kopfe wird fast immer eine Hafenleuchte errichtet, auch finden daselbst Spills und Poller

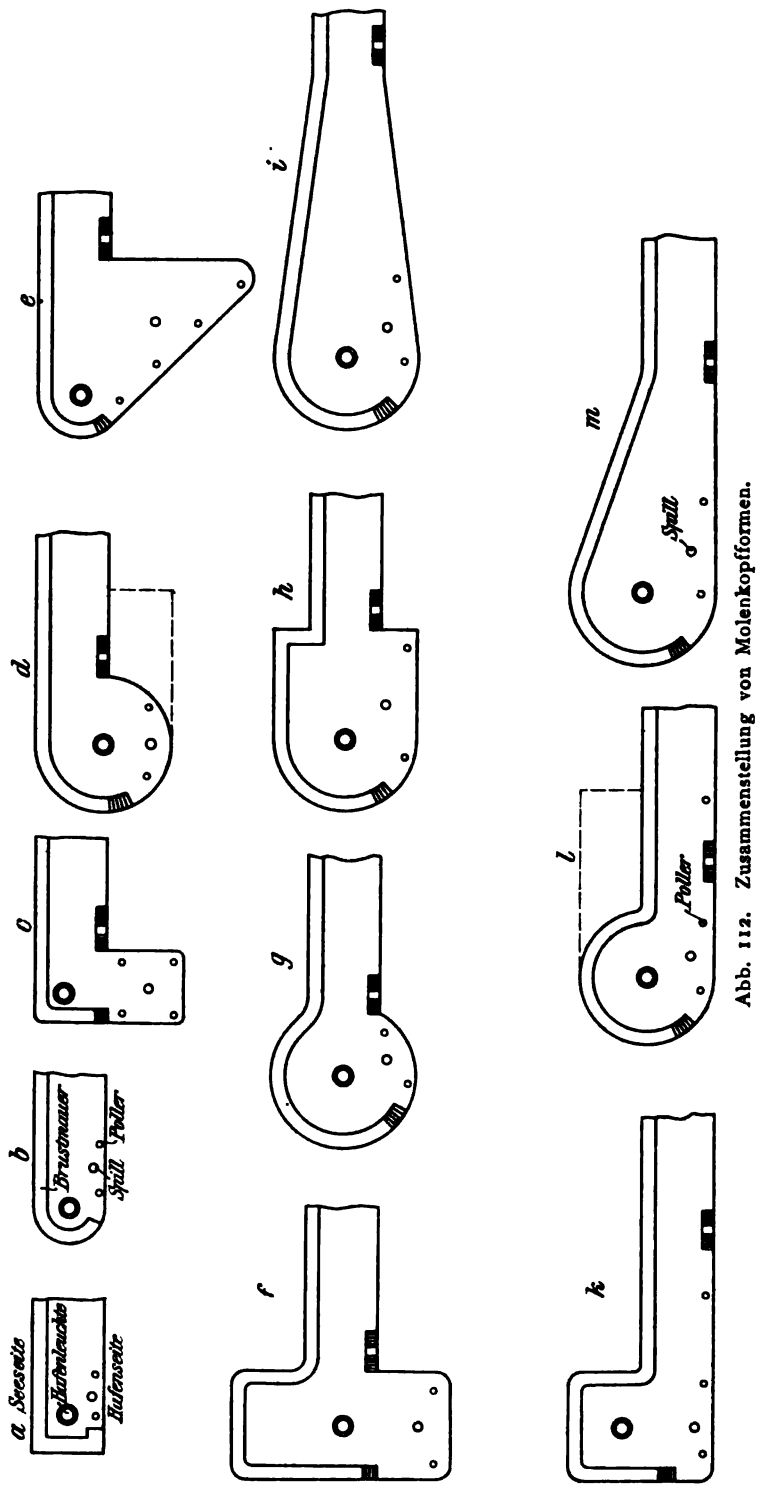


Abb. 112. Zusammenstellung von Molenkopfformen.

Aufstellung. um den Schiffen Hilfe durch Festmachen von Trossen zu geben. Näheres über diese Einrichtungen enthalten Kapitel XII u. XIII.

Als Beispiele zu *a)* kommen die bereits erwähnten deutschen Ostseemolen der Pfahlwandbauweise in Saßnitz, Memel, Dievenow in Betracht, über deren Bauweise bereits früher auf S. 14 u f. Mitteilungen gemacht wurden. Bei ihnen hat keine Änderung der Bauweise stattgefunden, vielmehr sind nur erhebliche Verstärkungen vorgenommen worden.

In abgerundeter Form, jedoch ohne Verbreiterung nach der durch *b)* dargestellten Skizze, wurden z. B. die gleichfalls nach der Pfahlwandbauweise hergestellten Molenköpfe in Stolpmünde ausgeführt; doch stellten sich hierbei Schwierigkeiten heraus, die hauptsächlich dadurch entstanden, daß die Zwischenräume der Pfähle infolge der unter 4 : 1 geneigten und außerdem radial gerichteten Stellung nach unten zu groß wurden, so daß für die Hinterfüllungssteine die Gefahr des Herausfallens bestand, die durch Abnagen der Pfähle durch Eis und gegengeworfenen Sand noch vergrößert wurde. Infolgedessen wurde bei den sonst ebenso gebauten Molen zu Rügenwaldermünde die

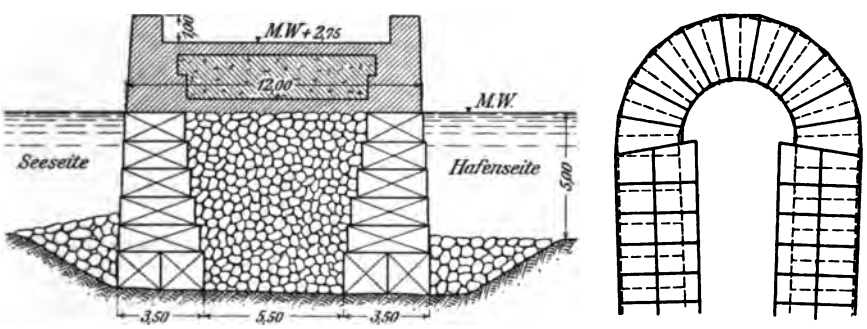


Abb. 113. Molenkopf in Rügenwaldermünde.

gleiche äußere Form der Köpfe zwar beibehalten, aber eine andere Bauweise gewählt, die durch Abb. 113 dargestellt wird. Danach wurde der bis 7 m unter M.W. reichende Unterbau aus einem Umbau aus radial gestalteten Blöcken gebildet, die, mit großer Sorgfalt versetzt, die Umhüllung für die Steinfüllung abgaben. Da die Tiefe an der Baustelle nur 5 m betrug, so wurde sie vorher durch Baggerung um 2 m vergrößert; es mußten aber trotzdem wegen des starken Sandzuflusses die Lager für jeden einzelnen Block durch Taucher vorbereitet werden. Der Überbau aus Bruchsteinmauerwerk mit einer ringförmigen Brustmauer wurde in der üblichen Weise vorgenommen. Zum Schutze gegen Unterspülung wurde um die Köpfe herum eine bis 4,5 m unter M.W. reichende Steinschüttung eingebracht.

Die Molenköpfe haben sich zwar einwandfrei gehalten, sind jedoch ein ständiger Gegenstand der Beobachtung, da die Gründungstiefe in Anbetracht des bewegten Untergrundes als etwas gering anzusehen ist. Die Unterspülungsgefahr ist zweifellos bei den Köpfen, die nach der Pfahlwandbauweise errichtet sind, geringer, deshalb ist auch bei den meisten Molen dieser Art eine einheitliche Bauweise beibehalten worden und sind die Schwierigkeiten, die durch Abrundung des Kopfes entstehen, durch einfache stumpfe Endigung unter

entsprechender Verstärkung vermieden worden. Auch die in Rügenwaldermünde angewandte Bauweise hat keine Nachahmung gefunden, abgesehen von der weiter unten zu besprechenden Verlängerung der Molen in Stolpmünde, wo zwar derselbe Baugedanke, aber unter Anwendung anderer Baustoffe wie Eisen und Beton noch einmal zur Ausführung kam.

Molenköpfe nach Art der in Abb. 112c wiedergegebenen Skizze, also in Gestalt eines nach dem Hafeninneren gerichteten Flügels bei glatter Außenseite, sind vielfach ausgeführt worden, da sie den Schutz im Hafen wesentlich erhöhen. Sie sind besonders geeignet, wenn an dem Bauwerk Schiffsliegeplätze vorgesehen sind.

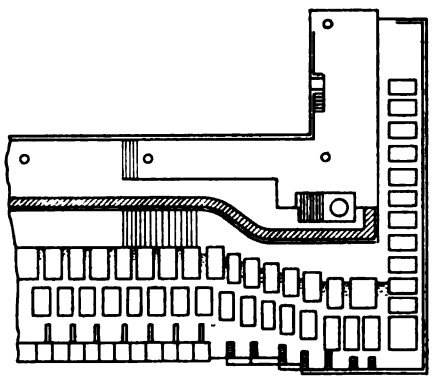


Abb. 114. Molenkopf in Neapel.

Ein gutes Beispiel für diese Anordnung bietet die Mole S. Vincenzo in Neapel, deren Ende im Grundriß durch Abb. 114 und im Querschnitt durch Abb. 87 wiedergegeben ist. Hier ist die bei den Hauptteilen der Mole angewandte Bauweise beibehalten, nur sind die Abmessungen etwas größer gewählt worden.

In ähnlicher Weise ist die Endung des Molo di Galliera in Genua und auch die der Mole in Savona bewirkt worden.

Einseitig nach innen verbreitert sind ferner auch die nach der Pfahlwandbauweise ausgeführten Molen in Window und Libau.

Eine einseitige kreisförmige Verbreiterung nach der Form *d* bei Abb. 112 findet man u. a. in Civitavecchia, in Bari, in Sunderland und in Tynemouth. Bei diesen Bauten besteht der Unterbau teils aus Steinschüttungen oder Betonsäcken oder Blöcken, so daß einer beliebig gestalteten Endigung keine Schwierigkeiten entgegenstehen; der Oberbau besteht entweder aus Mauerwerk oder aus künstlichen Blöcken, läßt sich daher ebenfalls leicht in jede gerundete Form bringen. Die Bauweise ist gleich vorteilhaft für die Standsicherheit gegen die Angriffe der Wellen wie wegen der gleichmäßigen Rundung für die Schiffahrt wegen der geringeren Gefahr von Beschädigungen bei ungewollten Berührungen des Molenkopfes.

Ein sehr gutes Beispiel für einen Molenkopf der geschilderten Gestalt, bei der jedoch die Verbreiterung, um mehr Platz auf dem Molenkopf zu gewinnen, bedeutend in die Länge gezogen und auch die Bauweise der Mole aufgegeben wurde, bilden die neuen Molenköpfe in Le Havre (in Abb. 115 im Grundriß und in Abb. 116 im Querschnitt dargestellt). Die Molenköpfe bestehen aus gewaltigen, mit Preßluft gegründeten Blöcken von 58 m Länge und 16 m unterer und 13,69 m oberer Breite; da sie je 11,5 m über und unter den niedrigsten Wasserstand reichen, so besitzen sie eine Höhe von 23 m. Ihre Außenflächen sind im unteren Teile lotrecht, im oberen mit einer Neigung von 10 : 1 begrenzt. Die Köpfe treten, wie Abb. 116 zeigt, erheblich über die beiderseitigen Steinschüttungen vor, so daß die 200 m breite Einfahrt nur von ihnen

begrenzt wird. Es lehrt dieses Beispiel, wie man auch in anderer Weise als durch beiderseitige Flügel die Steinschüttungen vor dem Molenkopfe aufhören lassen kann. Die den Unterbau bildenden eisernen Senkkasten wurden auf einem Helling hergestellt, zu Wasser gelassen und in schwimmendem Zustande mit Mauerwerk so weit belastet, daß sie an einem ruhigen Tage nach dem Bestimmungsort geschleppt werden konnten; dort wurde der obere Teil so weit mit Beton ausgefüllt, bis der Block auf dem Untergrund aufstand, worauf mit dem Einblasen von Preßluft und dem Absenken unter gleichzeitigem Aufmauern begonnen wurde. Die Arbeiten sind ohne Unfall vonstatten gegangen, die Molenköpfe haben sich einwandfrei bewährt.

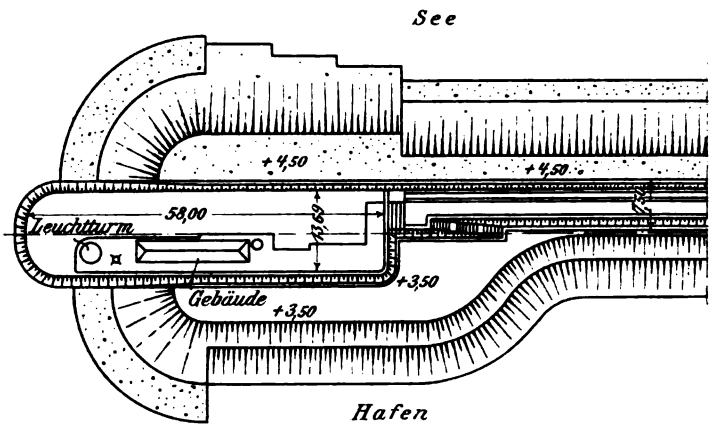


Abb. 115.
Molenkopf in Le Havre. Grundriß.

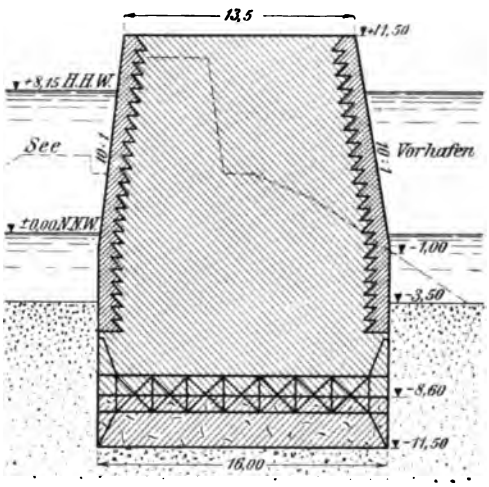


Abb. 116. Molenkopf in Le Havre.
Querschnitt.

Für die unter *e* in Abb. 112 gegebene Hakenform war kein Beispiel zu ermitteln.

Eine beiderseitige Verbreiterung nach Art von Skizze *f* zeigt der Molo Giano (Abb. 48, Bd. I, S. 112) in Genua, der im übrigen ähnlich wie der Molo Duca di Galliera, nur in geringeren Abmessungen errichtet worden ist.

Kreisförmige Gestalt nach Skizze *g* haben u. a. die Köpfe der Diga Curvilinea in Livorno, durch Abb. 117 im Grundriß und Abb. 83 im Querschnitt dargestellt. Ein weiteres lehrreiches Beispiel für einen kreisförmig abgerundeten Molenkopf findet sich in Heysham in England[1]) (Abb. 118u. 119). Auch hier sollten nach der Einfahrt zu nur lotrechte Flächen anstehen. Zu dem Zweck bildete man die Molenköpfe aus kreisrunden Mauerwerkskörpern, die mittels Brunnengründung abgesenkt wurden; diese wurden um die nach Abb. 62

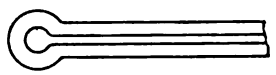


Abb. 117.
Molenkopf der Diga Curvilinea in Livorno.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 515 u. f.

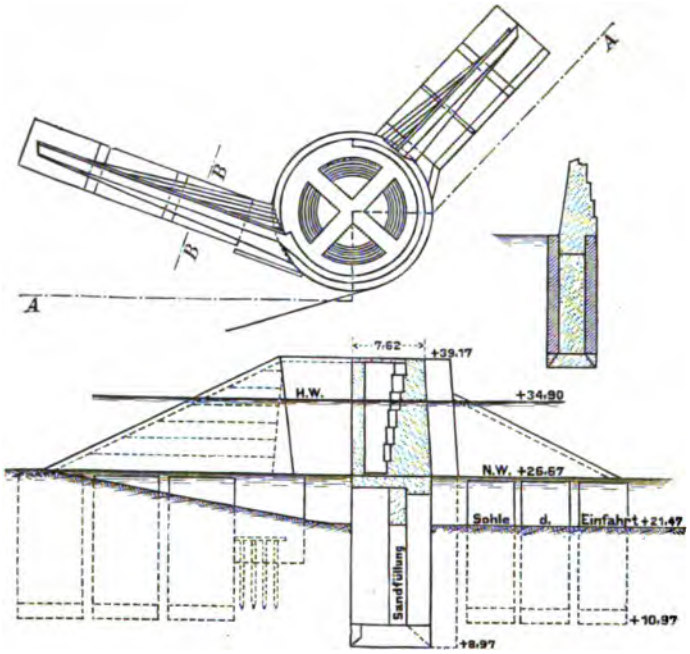


Abb. 118. Molenkopf in Heysham. Grundriß und Querschnitt mit Anschlußflügeln und Schnitt durch einen Flügel.

hergestellten, beiderseitig geböschten Hafendämme abzufangen mit ebenfalls auf Brunnen gegründeten Flügelmauern versehen, vgl. Abb 118, die einen Molenkopf im Grundriß und Schnitt und einen Schnitt durch eine Flügelmauer wiedergibt

Die Brunnen für die Hafenköpfe erhielten 16,75 m Durchmesser, diejenigen für die Flügel hatten rechteckige Gestalt und Abmessungen bis zu $7{,}32 \cdot 5{,}18$ m. Da der tragfähige Baugrund sehr tief lag, mußten die Brunnen der Hafenköpfe bis 12,5, die der Flügel bis 10,5 m unter die Hafensohle abgesenkt werden. Wie aus den in der Abbildung an-

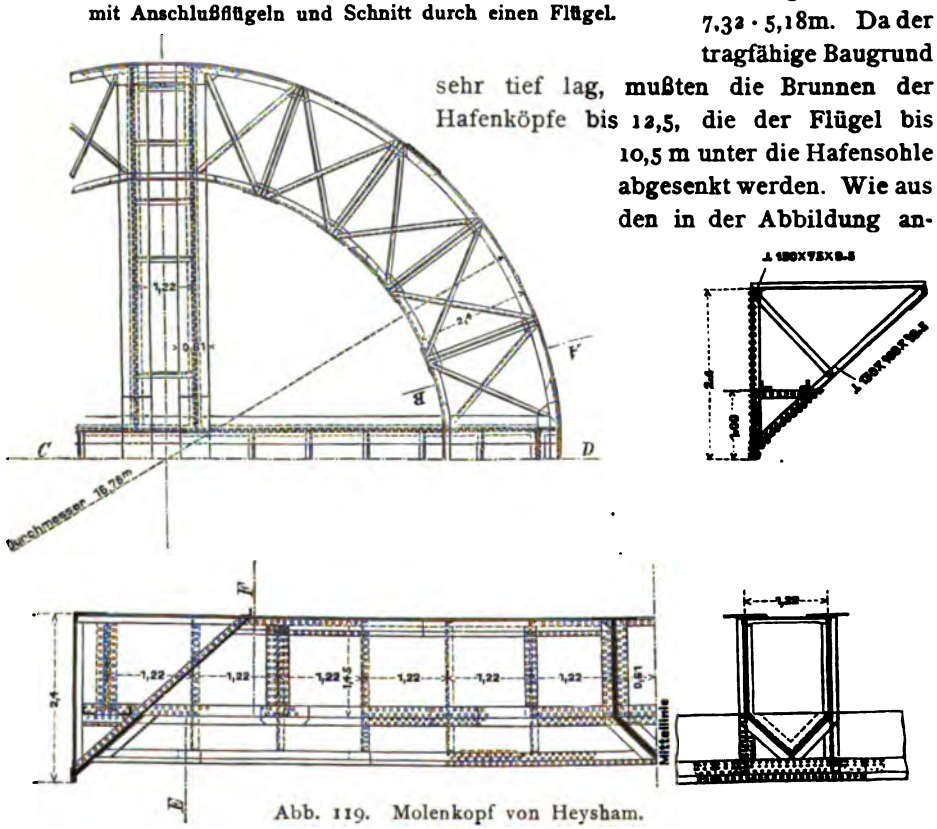


Abb. 119. Molenkopf von Heysham.
Einzelheiten des Brunnenkranzes, Grundriß, Seitenansicht, Querschnitt.

gegebenen Höhenzahlen ersichtlich ist, betrug die ganze Höhe eines Hafenkopfes 30,2 m; das Gewicht erreichte rund 6000 t.

Die Anwendung der Brunnengründung zur Herstellung von Molenköpfen wird wegen der Gefahr der Störung durch Wellenschlag selten möglich sein; in Heysham konnte sie aber leicht durchgeführt werden, da die Hafeneinfahrt während der Bauarbeiten zunächst durch einen Fangedamm geschlossen wurde und alle Arbeiten daher im Trocknen ausgeführt werden konnten.

Bei den ungewöhnlichen Abmessungen der Brunnen mußten auch die Brunnenkränze sehr kräftig gehalten werden. Wie Abb. 119 zeigt, bestanden sie aus einem Ring von 16,75 m Durchmesser, der aus Winkeleisen und Blechplatten zusammengesetzt war; der Querschnitt hatte dreieckige Gestalt und 2,4 m Höhe und Breite. Die Ringe wurden nur 1 m hoch mit Blech verkleidet, im übrigen mit Holz verschalt und mit Beton ausgefüllt; zur Versteifung dienten zwei 2,1 m hohe, gleichfalls mit Beton gefüllte Querverbindungen. Das Gewicht eines Brunnenkranzes betrug 80 t. Das aus Ziegelsteinen ausgeführte Brunnenmauerwerk hatte 2,45 m Stärke, die senkrecht aufeinanderstehenden Quermauern 1,2 m. Bei der Undurchlässigkeit des Bodens konnte die Wasserhaltung durch Pumpen leicht bewirkt und die Bodenförderung durch Handarbeit und Greifer vorgenommen werden. Zur Ausfüllung dienten im untersten Teile eine 4,5 m starke Betonschicht, darauf folgte 8 m hoch Sand und dann eine 4 m hohe Betonschicht.

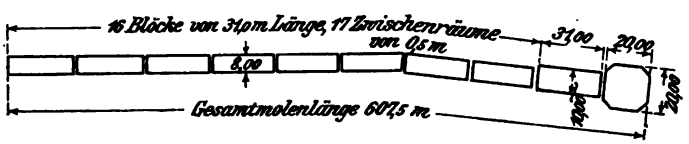


Abb. 120. Molenende in Bizerta.

Eine nach beiden Seiten verbreiterte Gestalt, jedoch in Form eines Achtecks, hat der Hafenkopf der neueren Molen in Bizerta, deren Bauweise durch Abb. 101 u. 102 auf S. 82 bereits erläutert wurde; den Übergang zu dem 20 m breiten und langen Kopf bildet, wie Abb. 120 zeigt, ein 31 m langer, 10 m breiter Block. Die Bauweise des Kopfes entspricht sonst der der Mole.

Nach außen halbkreisförmig, nach hinten aber rechteckig begrenzt und mit allerdings nur geringer Verbreiterung nach beiden Seiten, also wie Skizze *h* in Abb. 112, sind die neuen Molenköpfe in Stolpmünde[1]) gestaltet; sie bilden den Abschluß einer in den Jahren 1900 bis 1902 ausgeführten Molenverlängerung, die in der üblichen Pfahlwandbauweise erfolgte. Für die Köpfe wurde der sehr heftigen Angriffe wegen die Herstellung von einheitlichen Blöcken beschlossen, für deren Ausführung die Anwendung von Senkmänteln gewählt wurde. Letztere erhielten die Abmessungen der Molenköpfe, 10 m Breite und einschließlich der Abrundung 15 m Länge und 9 m Höhe. Sie bestanden aus 8 mm starkem Eisenblech, das durch eiserne Rippen und Gitterträger kräftig ausgesteift wurde, wie Abb. 121 erkennen läßt. Zur Beförderung dieser Mäntel dienten zwei eiserne Schwimmblasen, die durch Einlassen von Wasser gesenkt und ausgelöst werden konnten. Weitere Einzelheiten über

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1902, S. 537, Tafel 71.

diese Einrichtungen gibt die unten genannte Quelle. Der Baugrund war an der Molenbaustelle durch Baggerungen um 3,20 m bis auf rund 7,5 m unter M. W. vertieft worden. Da der Mantel noch 0,30 m in den Sand eindrang, so erreichte seine Unterkante die Tiefe 7,8 m unter M.W. Die Ausfüllung erfolgte mit

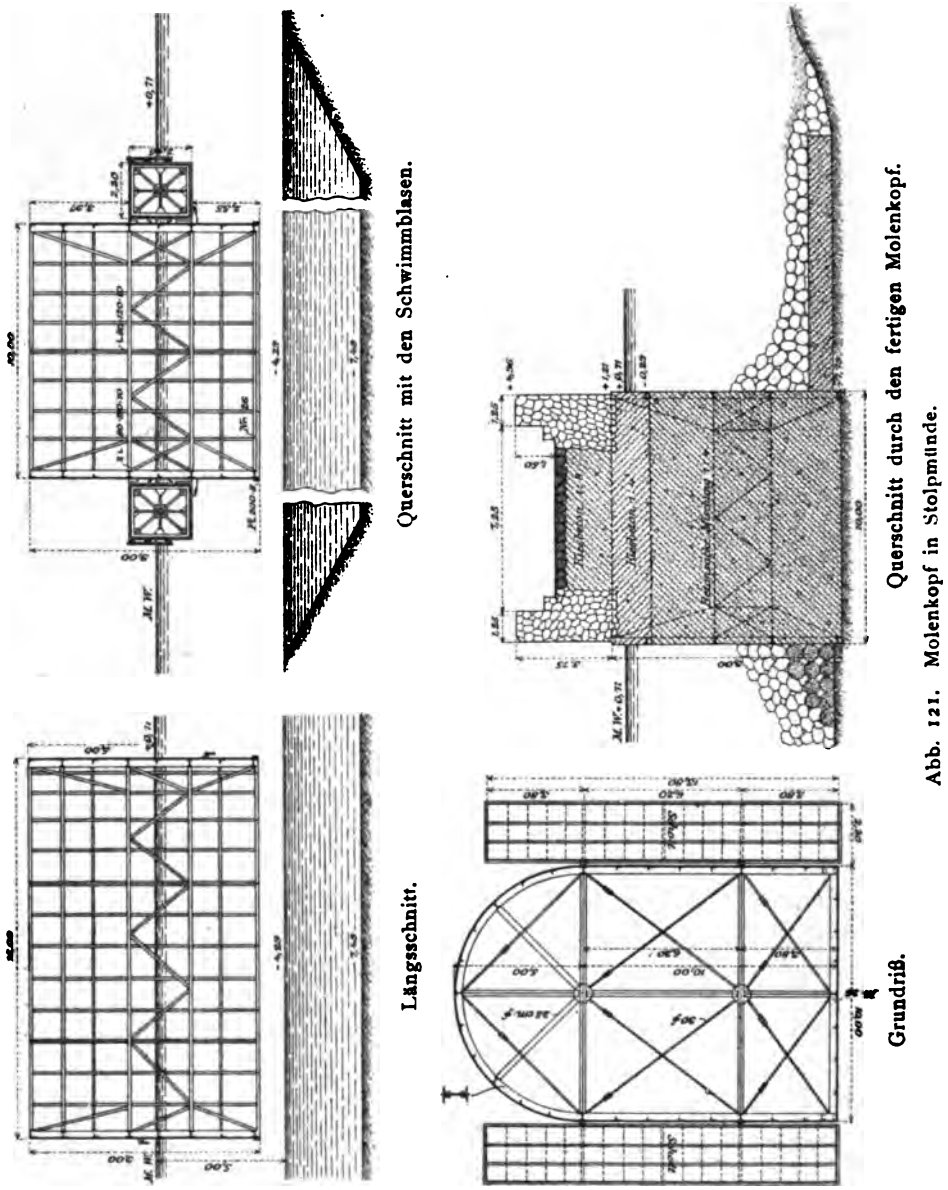


Abb. 121. Molenkopf in Stolpmünde.

kleinen Betonsäcken in einer Mischung 1 : 4 und von 1 m unter M.W. an mit Stampfbeton. Der Oberbau wurde aus Bruchsteinmauerwerk mit einem Betonkern gebildet. Zur Sicherung gegen Unterspülung wurden die Köpfe mit einer 10 m breiten Sinkstücklage, die mit schweren Steinen belastet wurde, umgeben.

In einzelnen Fällen ist die Verstärkung nach dem Molenkopf zu ganz allmählich bewirkt worden (Form *i* bei Abb. 112), wie z. B. an dem bereits auf S. 43, Abb. 47 erwähnten Fischereihafen von Scheveningen, bei dem die Dicke der Molen von 6,05 auf 7,65 m nach dem Kopfe hin zunimmt und außerdem eine halbkreisförmige Abrundung stattgefunden hat. Die Ausführung erfolgte durch Verwendung von eisernen, mit Beton ausgefüllten Senkkasten.[1]) Das See-Ende einer Mole mit den aus Landesverteidigungsrücksichten vorgesehenen Minenkammern zeigt ebenfalls Abb. 47. Auch hier ist zur Sicherung gegen Unterspülungen eine mit Steinen belastete Sinkstücklage und auf den Steinen eine doppelte Reihe von Betonsäcken zur Anwendung gelangt.

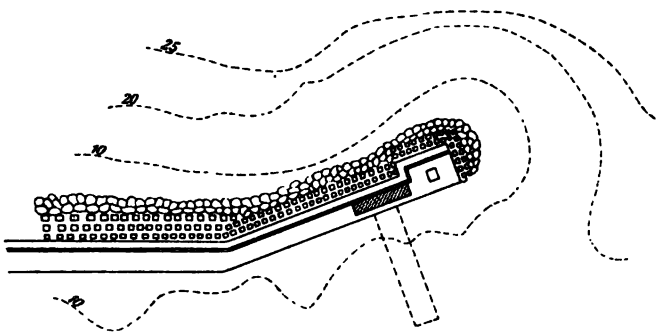


Abb. 122. Molenkopf in Palermo.

Eine einseitig rechteckige Verbreiterung nach außen, gemäß *k* auf Abb. 112, zeigen die Molenköpfe des Hafens von Palermo (Abb. 122), deren Bauweise der in Italien vielfach verwendeten aus Steinschüttung mit Schutzmaueraufmauerung und äußeren Belastungsblöcken entspricht. Die nach außen angeordneten Verbreiterungen haben, wie noch einmal hervorgehoben werden möge, den Vorzug, daß sie bei richtiger Gestalt die an der Mole entlanglaufenden Wellen von der Hafeneinfahrt abweisen und das Entstehen einer kabbeligen See verhindern, vergl. Bd. I, S. 252. Diese Maßregel darf an sandführenden Küsten nur in schlanker Linienführung erfolgen, damit die Fortbewegung des Sandes nicht schädlich beeinflußt wird.

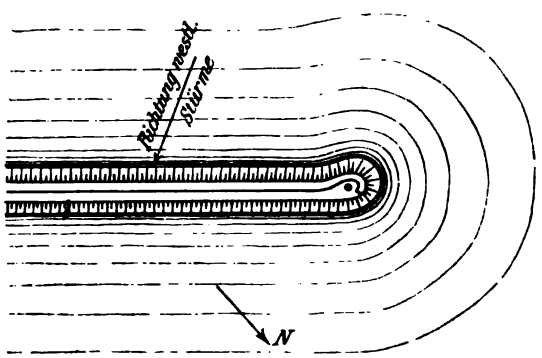


Abb. 123. Molenende in Haidar Pascha.

Als Beispiel für eine kreisförmige, nach außen abgerundete Verbreiterung gemäß Skizze *l* bei Abb. 112 können die Köpfe des Wellenbrechers in Haidar Pascha gegenüber Stambul angeführt werden (Abb. 123), dessen Bauweise bereits durch Abb. 81 auf S. 67 erläutert wurde.

Endlich sei als Beispiel für die durch Skizze *m* angedeutete Kopfform der Südermolenkopf in Pillau genannt, auf den wegen der an ihm gemachten lehrreichen Erfahrungen hier näher eingegangen werden möge[2]) (Bericht von M. Anderson).

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 504.

[2]) X. Internationaler Schiffahrtkongreß in Mailand, II., Abs. 4, Frage A.

Beide Molen in Pillau sind in der Pfahlwandbauweise mit Steinfüllung erbaut worden. Ihre Breite beträgt zwischen den Pfahlwänden in M.W.-Höhe 9,5 m und an der Oberkante 3,1 m über M.W. 8 m. Der besonders heftigen Angriffe wegen wurden die Molenköpfe noch allmählich auf 14 m verbreitert. Während der Nordermolenkopf durch eine gerade, senkrecht zur Längsachse gerichtete Stirnwand abgeschlossen wurde, geschah dies bei der Südermole nach

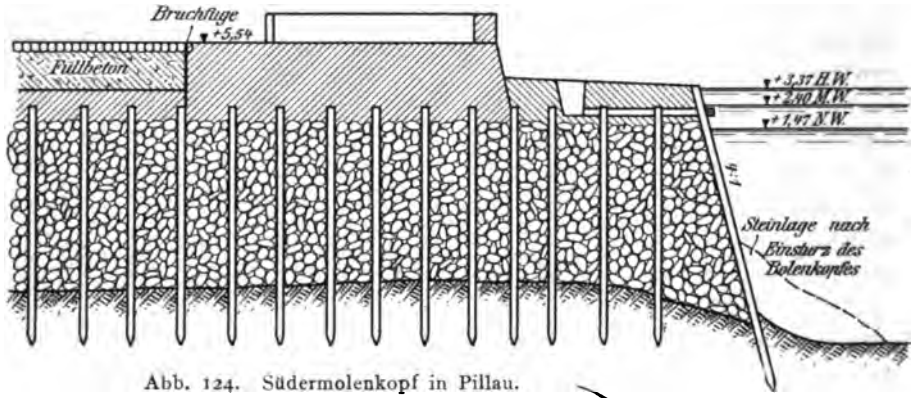
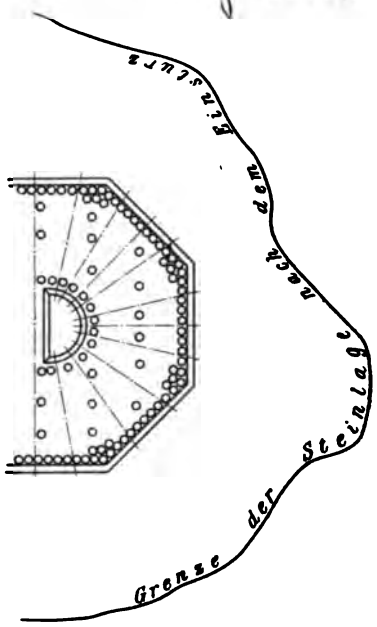


Abb. 124. Südermolenkopf in Pillau.
Längsschnitt und Teil des Grundrisses.



der Form eines regelmäßigen Sechsecks. Abweichend von den oben gegebenen Molenkopfbeispielen der Pfahlwandbauweise wurde hier der Oberbau nicht bis an die Abschlußwand herangeführt, sondern, wie Abb. 124 zeigt, an der Nordermole in 5,5 m und an der Südermole in 9 m Abstand davon errichtet. Der Teil zwischen Kopf und Stirnwand erhielt nur eine 1 m hohe Übermauerung und bildete so eine breite Berme. Da die Wassertiefe vor dem Kopf 9 m betrug und die Pfähle bis 15 m unter M.W. hinabreichten, so wurde eine besondere Schutzvorlage für entbehrlich erachtet.

Der im Jahre 1885 auf die geschilderte Weise hergestellte Südermolenkopf erlitt noch in demselben Jahre eine schwere, auf Abb. 124 erkennbare Beschädigung, indem das Mauerwerk der Berme, die den Kopf umgebenden und die Berme stützenden Pfähle abgebrochen und die Füllungssteine so weit herausgerissen wurden, daß der Kopf zum Teil hohl zu stehen kam und in seinem vorderen Teil nur noch von den Gerüstpfählen getragen wurde. Infolge einer 10 cm starken Senkung des Kopfmauerwerks brach es von dem übrigen Molenkörper ab. Die Ursache dieses Einsturzes wird hauptsächlich in der Anordnung der breiten Berme vor dem Kopf gesehen, da diese von oben und unten angegriffene Platte an sich zu schwach, ferner noch durch die Ankerlöcher durchbrochen war, sowie auch durch Setzen der Steinfüllung teilweise ihre Unterstützung verloren hatte.

Da es unmöglich war, durch die entstandene Steinvorlage hölzerne Pfähle zu rammen, so wurde eine Erneuerung des Bauwerks in der alten Form aufgegeben und beschlossen, die Steinvorlage durch Nachschütten von Steinen zu einer Schutzvorlage auszubilden. Dabei wurde beabsichtigt, den Kopf mit einer 3 m-Berme in M. W. - Höhe und einer Schüttung mit zweifacher Böschung zu umgeben sowie Berme und Böschungen mit gemauerten Blöcken von $2 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}67 = 5$ cbm Inhalt und 12,5 t Gewicht abzudecken. Bald nach der annähernden Fertigstellung dieser Arbeiten wurde die Schutzvorlage im November 1894 jedoch wieder zerstört und alle Steine, die über 2,30 m unter M.W. lagen, durcheinandergeworfen oder die Böschung herabgerollt. Seitdem haben sich die Sicherungsarbeiten im wesentlichen auf die Wiederherstellung und Erhaltung der Schutzschicht beschränkt. Dabei gelangten immer größere Blöcke zur Anwendung, da selbst Blöcke von 120 t verschoben und die Böschung herabgeworfen wurden.

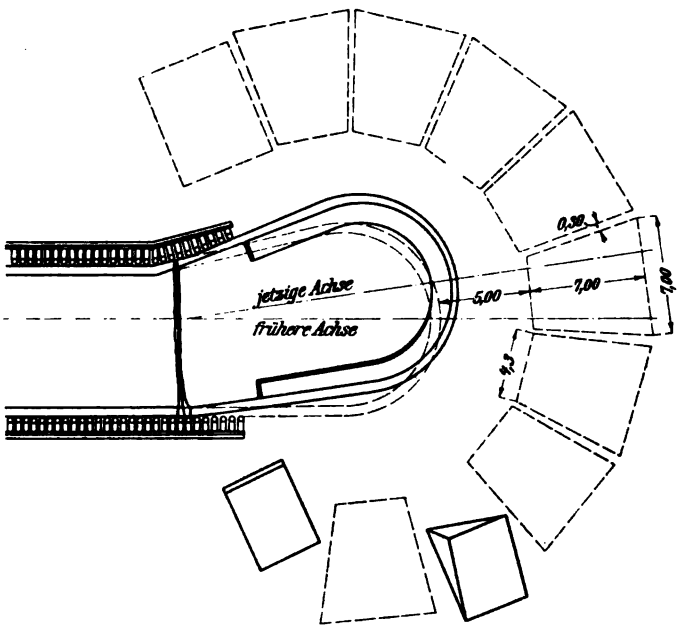


Abb. 125. Südermole in Pillau.
Grundriß nach den Zerstörungen.
Die Wiederherstellungsarbeiten sind gestrichelt dargestellt.

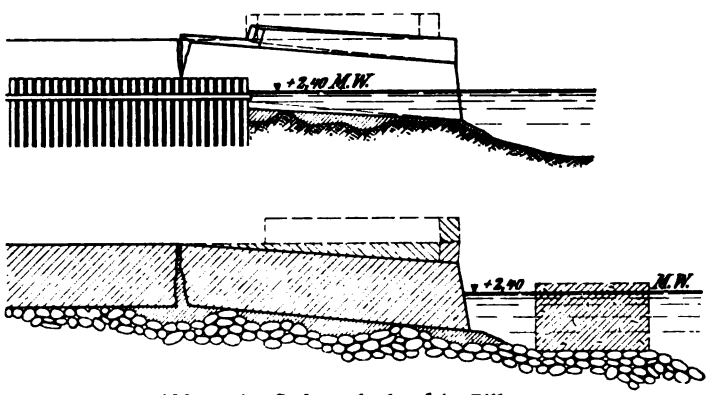


Abb. 126. Südermolenkopf in Pillau.
Seitenansicht und Längsschnitt nach den Zerstörungen.
Die Wiederherstellungsarbeiten sind gestrichelt dargestellt.

Gleichzeitig wurden die Unterbettungssteine des Kopfes herausgeschlagen, so daß dessen Einsturz zu befürchten war. Infolgedessen wurden im Schutze eines doppelten Kranzes von 10 cbm großen Blöcken die Hohlräume unter dem Kopf mit Steinen und Betonsäcken ausgefüllt; doch ehe diese Arbeiten beendet werden konnten, wurden im November 1900 die Schutz-

blöcke verschoben und die Unterstützung des Kopfes herausgespült, so daß bei einem weiteren Sturme im Frühjahr 1901 die Gerüstpfähle, die die Hauptunterstützung des Kopfes noch bildeten, brachen und der Kopf sich senkte Die schon eben erwähnten Fugen erweiterten sich an der Hafenseite auf 1,30 m, während der Kopf im Gewicht von 1680 t sich in der Achse um 3,75 m nach See drehte und sich vorn um 1,32 m senkte (Abb. 125 u. 126).

Es wurden nun bedeutend größere Blöcke als früher verwendet, und zwar wurde der Kopf zunächst mit einem Kranz von neun trapezförmigen Blöcken umgeben, die bei 7 bezw. 4,4 m Breite, 7 m Länge und 4,4 m Höhe einen Inhalt von 160 cbm, also rund 400 t Gewicht besaßen; sie wurden in etwa 3,3 m Wassertiefe versetzt. Ihre Herstellung erfolgte, indem man aus 18 cm starken Bohlen Schwimmkästen bildete, die nach Einbringung einer 1 m starken Betonschicht schwimmend an die Verwendungsstelle gebracht und durch weiteres Einfüllen von Beton versenkt wurden. Im Schutze dieser Vorlage, die im Jahre 1901 etwa nach Abb. 125 ausgeführt worden waren, wurden wiederum die Höhlungen unter dem Kopf mit Steinen und Betonsäcken gedichtet. Trotzdem erfolgte noch in demselben Jahre eine weitere Senkung des Kopfes, so daß sie schließlich 2 m betrug. Er hatte aber nun eine feste Unterlage gewonnen, so daß die noch übrigen Hohlräume mit Beton geschlossen werden konnten. Die großen Blöcke wurden nur wenig verschoben. Die drei letzten wurden im Jahre 1902 versetzt und darauf der Zwischenraum zwischen ihnen und dem Molenkopf wieder mit großen Steinen ausgefüllt. Nun wurde außerdem der Kopf wieder bis zur alten Höhe aufgemauert. In den nächsten Jahren traten zwar immer wieder Verschiebungen der großen Blöcke ein, so daß zur Schließung der Lücken einzelne

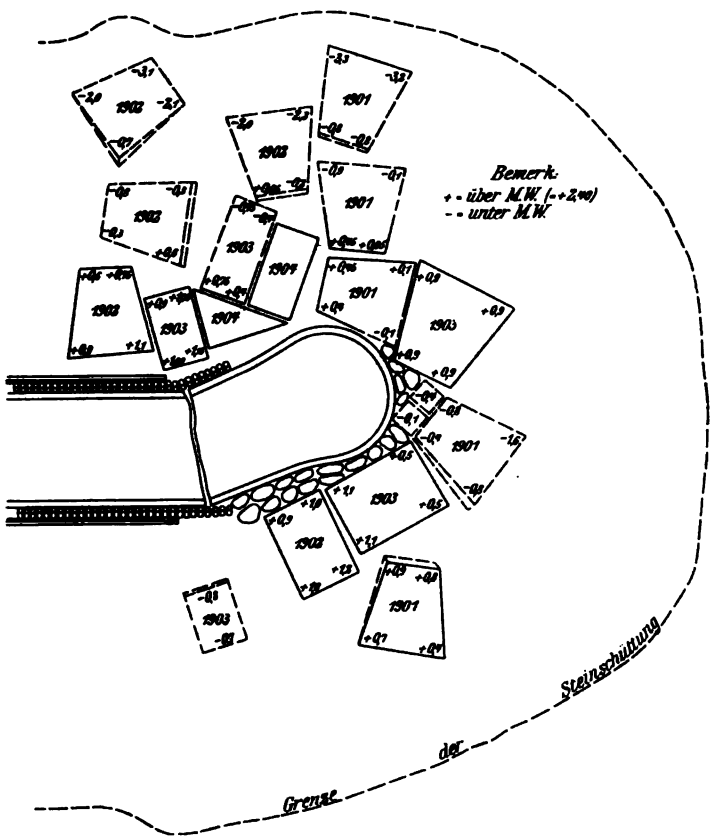


Abb. 127. Südermolenkopf in Pillau.
Zu Grundriß mit Lage der Schutzblöcke in den Jahren 1903 u. 1904.

neue versetzt werden mußten, darunter einer von 650 t Gewicht, im wesentlichen scheint aber mit den geschilderten Arbeiten die Sicherung des Kopfes gelungen zu sein, wenn auch von Zeit zu Zeit Arbeiten erforderlich sein werden. Den Zustand des Molenkopfes im Jahre 1903 und 1904 zeigt Abb. 127, sie läßt erkennen, welche unregelmäßige Gestalt allmählich durch die Verschiebungen der Blöcke entstanden ist.

Wegen der außerordentlichen lehrreichen Erfahrungen, die bei den geschilderten Arbeiten gemacht wurden, ist hier ausführlich darauf eingegangen worden, wobei der Verfasser sich eng an den Aufsatz von Anderson anlehnte. Die Ausführungen zeigen, wieviel schwerere Körper und größere Massen erforderlich sind, um den Wellenstoß auf einer geböschten Fläche aufzunehmen, im Vergleich zu einer lotrechten Begrenzung eines Bauwerks. Nachdem man einmal nach der Zerstörung des nicht glücklich angeordneten Banketts vor dem Molenkopf gezwungen war, die steile Form aufzugeben, war man gewissermaßen auf eine abschüssige Bahn geraten, von der nur durch die Aufwendung gewaltiger Mittel abzukommen war.

Vorstehende Beispiele zeigen, welche Mannigfaltigkeit in der Anordnung der Molenköpfe möglich ist, sie werden aber auch hinreichen, um gegebenenfalls die richtige Wahl für die äußere Gestaltung der Köpfe und ihre Bauweise treffen zu können.

E. Durchbrochene Molen und Leitdämme, wellenbrechende Böschungen.

Bereits in Bd. I auf S. 321 sind die Umstände hervorgehoben, die vornehmlich in französischen Häfen zur Anlage von durchbrochenen Molen geführt haben.[1]) Die damit erzielten Erfolge haben wenig den Erwartungen entsprochen, während eine Anzahl von Nachteilen in Kauf genommen werden mußte, die bei Anordnung geschlossener Bauwerke hätten vermieden werden können. Die Bauweise dieser Werke soll daher nur kurz behandelt werden.

Vorher sei noch erwähnt, daß bisher alle Versuche durch gitterartige Bauten aus Holz- oder Eisenpfählen mit dazwischen angebrachten Verbindungsbalken, Gittern usw. den Seegang zu brechen und den für die Schiffe erforderlichen Schutz zu schaffen, erfolglos gewesen sind und wohl auch bleiben werden. Soll der Schutz ausreichen, so müssen die Durchbrechungen klein sein, dann werden aber wieder die Angriffe so groß, daß nur sehr widerstandsfähige und so kostspielige Bauwerke ihnen widerstehen können, daß es wirtschaftlich richtiger ist, geschlossene Bauwerke herzustellen.

Ebenso haben alle Versuche, den Seegang durch schwimmende Körper verschiedener Art zu beruhigen, also schwimmende Wellenbrecher herzustellen, bis heute keinen Erfolg gehabt, so daß es sich nicht verlohnt, darauf näher einzugehen.

Hinsichtlich der geschlossenen Leitdämme sei erwähnt, daß ihre Bauart von der der Molen nicht abweicht, daher können die oben für diese gegebenen Ausführungsformen Anwendung finden.

Der Zweck der durchbrochenen Leitdämme besteht darin, eine Fahrrinne festzulegen und zu bezeichnen, natürliche oder künstliche Spülströme

[1]) Voisin-Bey, Die Seehäfen Frankreichs, deutsch von G. Franzius, Leipzig 1886.

zusammenzuhalten, ohne die Sandwanderung an der Küste zu stören und einen sicheren Weg zu bilden, von dem aus den Schiffen Handreichungen gemacht werden können. Je nachdem der eine oder der andere Zweck überwiegt, wird mehr oder weniger auf die Durchlässigkeit Wert gelegt, und man findet daher zwischen den voll durchbrochenen Leitdämmen und den ganz geschlossenen alle Zwischenstufen vertreten.

Völlig durchbrochene Leitdämme bestehen in ihrem unteren Teil aus buhnenartigen Körpern, die sich wenig über den Strand erheben, dem Gefälle desselben folgen, aus einem Kern von Erde, Sand, Klei, Faschinen gebildet und mit einem kräftigen, meist in Mörtel verlegten Pflaster abgedeckt sind Ihre äußere Gestalt kennzeichnet sich durch flache, gewöhnlich abgerundete Böschungen, um nur einen geringen Wasserstoß zu erzeugen und die Sandbewegung nicht zu hindern. Ihre Krone liegt zweckmäßig nur wenig über N.W., um die Herstellung und Unterhaltung zu erleichtern.

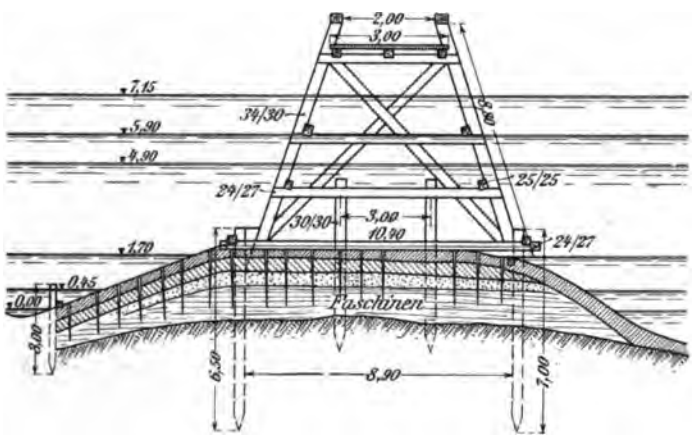


Abb. 128. Durchbrochener Leitdamm in Dünkirchen.

Der Oberbau wird in der Regel aus einem sorgfältig abgezimmerten Balkenwerk gebildet, das sich auf eingerammte Pfähle stützt und am oberen Ende eine mit Geländer versehene Laufbrücke trägt. Letztere muß etwa 2 bis 3 m über dem höchsten Wasserstande liegen und erhält Breiten von 2 bis 5 m, je nach der Bedeutung des Bauwerks.

Die Anwendung des vergänglichen, der Verwitterung ausgesetzten, vom Bohrwurm gefährdeten Holzes ist trotz dieser Übelstände die Regel geblieben, weil vorkommende Ausbesserungen leichter auszuführen sind. Man versucht durch Kreosotieren, Anstriche, Benageln mit Kupfer der allzu schnellen Zerstörung entgegenzuwirken (vergl. Bd. I, S. 221).

Ein nach den geschilderten Gesichtspunkten hergestelltes, völlig durchbrochenes Bauwerk zeigt Abb. 128 in dem westlichen Leitdamm des Hafens von Dünkirchen. Der untere Teil dient hier, wie auch in anderen Fällen, mit dazu, die Unterspülung des Werkes zu verhüten.

Derartige Dämme können weder Seegang noch Sandmassen von der Hafeneinfahrt abhalten, dementsprechend sind auch ihre Anlagekosten gering. Man hat daher bisweilen das Holzwerk mit Bohlen bekleidet oder auch mit Steinen ausgefüllt, dann aber auch den ursprünglichen Baugedanken aufgegeben und an Stelle der durchbrochenen Dämme volle mit allen ihren Nebenwirkungen erhalten. Letztere bestehen in der Fortpflanzung des Wellenschlages im Inneren, in der Erzeugung einer starken Brandung und der Gefahr der Unterspülung,

in der Erregung von hochaufsteigenden, den Verkehr auf dem Laufsteg gefährdenden Wellen an der Außenseite und in der ungünstigen Wirkung auf das Vorrücken des Strandes, der zur Verflachung der Einfahrt und zum Vorschieben der Werke führt.

Eine erwähnenswerte Form der durchbrochenen Leitdämme ist an der Mündung des Adour zur Ausführung gelangt: dort bestehen die Leitwerke aus zwei Reihen von 2 m starken gußeisernen Pfeilern in 5 m Abstand von Mitte zu Mitte, die mit Druckluft tief in den Meeresboden versenkt wurden (Abb. 129). Die Oberkante dieser Pfeiler erreichte fast das H.W. der Nippfluten in Gestalt eines gußeisernen Hauptes, das einen aus Eisenfachwerk hergestellten Laufsteg trug. Zum Schutz gegen Unterspülungen wurden die Pfeiler mit Stein-

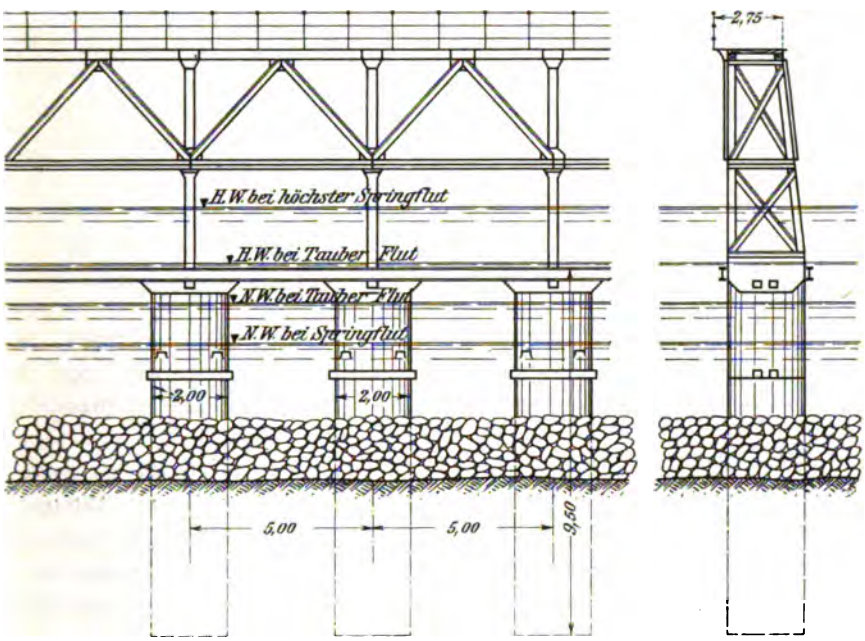


Abb. 129. Durchbrochener Leitdamm an der Mündung des Adour.

schüttungen umgeben. Man beabsichtigte, zwischen den Pfeilern durchbrochene Tafeln anzubringen, um die Öffnungen nach Belieben verändern zu können, mußte aber davon Abstand nehmen, da die Schütztafeln teuer und schwer zu handhaben waren. Man sah sich vielmehr genötigt, die Steinschüttungen zwischen den Pfeilern allmählich zu erhöhen, so daß, entgegen dem ursprünglichen Baugedanken, geschlossene niedrige Leitdämme entstanden. Diese Bauweise, die sich im übrigen recht teuer stellte, ist daher nicht nachgeahmt worden.

Einen Mittelweg zwischen den durchbrochenen Leitdämmen und den völlig geschlossenen stellen die halbhohen Dämme dar, die mehrfach zur Ausführung gelangt sind. Sie halten den Sand und die Wellen in höherem Maße ab als die niedrigen Dämme und sind trotzdem billiger als geschlossene hohe Leitwerke. Ein allmähliches Aufhöhen und Vorrücken des Strandes ist jedoch mit dieser Bauweise unvermeidlich verbunden.

Die halbhohen Dämme entstehen, indem der Unterbau über die Strandhöhe hinaufgezogen wird und die Oberkante etwa auf den mittleren Wasserstand oder auf H.W. der tauben Fluten angelegt wird. Ein solches Bauwerk läßt sich nach Art der Abb. 128 anlegen, indem der Unterbau einfach erhöht wird, bisweilen hat man aber auch die Erhöhung durch einen besonderen Steindamm neben dem niedrigen durchbrochenen bewirkt, wie der durch Abb. 130 dargestellte Süddamm von St. Nazaire zeigt.

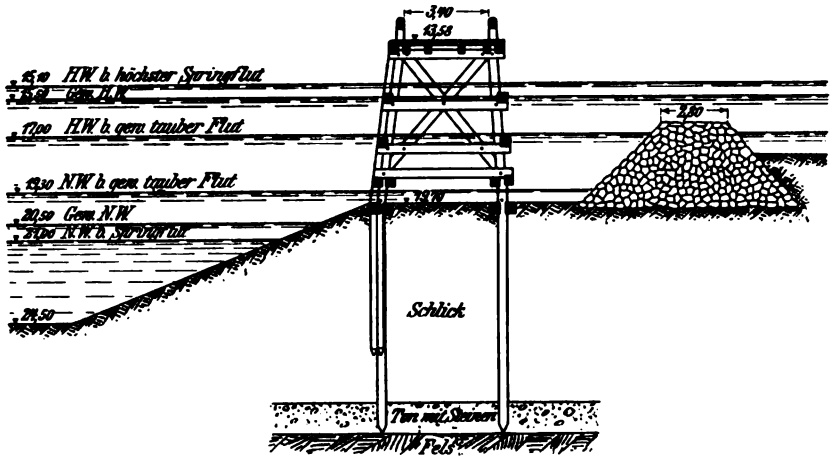


Abb. 130. Durchbrochener Leitdamm von St. Nazaire.

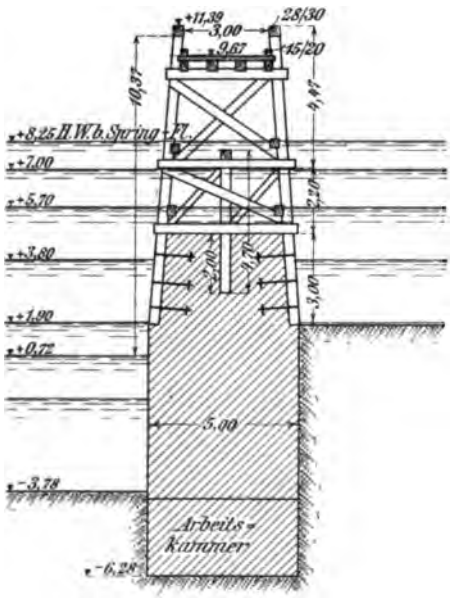


Abb. 131.
Durchbrochener Leitdamm von Calais.

In mehreren Fällen ist auch der Unterbau der halbhohen Dämme aus Mauerwerk oder Betonkörpern ausgeführt worden, deren Gründung in einer der oben bei den steilen Bauwerken beschriebenen Arten bewirkt wurde. Als Beispiel dient der durch Abb. 131 dargestellte östliche Leitdamm von Calais, der mit Hilfe von Preßluft gegründet wurde.

Der Vorteil dieser Bauwerke gegenüber den vollen Dämmen besteht, wie noch einmal hervorgehoben werden möge, hauptsächlich darin, daß sie bei starkem Seegange infolge ihrer geringeren Ansichtsfläche nicht so schwere Angriffe erfahren, daher schwächer gehalten werden können und damit billiger ausfallen, als geschlossene Dämme, daß sie ferner auch bei starkem Seegange auf dem Laufsteg noch einen sicheren Verkehr gestatten, da die Wellen an dem Balkenwerk nicht branden, sondern hindurchlaufen und daß sie doch gewisse Vorteile in

bezug auf die Abhaltung des Sandes und die Zusammenfassung des Spülstromes gewähren.

Die wellenbrechenden Böschungen, die in einzelnen Häfen zur Ausführung gelangt sind, entstammen der Beobachtung, daß Wellen von flach geneigten Flächen nicht zurückgeworfen werden, sondern an ihnen hinauflaufen und brechen, wobei ihre lebendige Kraft zerstört wird. Wie die Erfahrung gelehrt hat, tritt ein voller Erfolg in dieser Hinsicht ein, wenn die Neigung der Böschung 1 : 7 oder noch weniger beträgt.

Die Anwendung dieser Überlegung ist in der Weise erfolgt, daß zu den Seiten einer durch Leitdämme eingefaßten Fahrrinne, in die größere Wellen von See her eindringen, streckenweise flach geneigte Böschungen angelegt wurden, auf denen sich die Wellen totlaufen können, ohne zurückgeworfen zu werden. Bedingung für den Erfolg ist einmal eine genügend flache Neigung der Böschung und ferner die Bedingung, daß die Böschung so tief wie möglich am Rande des Fahrwassers beginnt, am besten in Höhe des N.W. der Springtiden, damit die Wellen nicht von den Begrenzungsflächen der Einfassung zurückgeworfen werden. Naturgemäß ist die beste Anordnung einer solchen

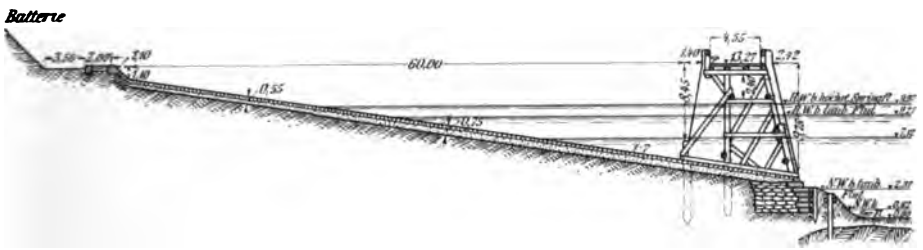


Abb. 132. Wellenbrechende Böschung im Hafen von Dieppe.

wellenbrechenden Böschung am besten in der Nähe der Einfahrt und hier auf der Seite, welche am stärksten von den Wellen getroffen wird; im weiteren Verlaufe der Fahrstraße können die folgenden Anlagen bald auf der einen, bald auf der anderen Seite angelegt werden.

Die Gesamtordnung eines derartigen Bauwerkes zeigt Abb. 132 von dem Hafen von Dieppe. Die bauliche Ausgestaltung besteht in der Herstellung des Fußes der Böschung am Rande des Fahrwassers, der gleichzeitig die Abgrenzung desselben bildet, in einer Befestigung der Sohle durch Mauerwerk oder Pflaster in Zementmörtel und in der Herstellung eines durchbrochenen Laufsteges zur Aufrechterhaltung des Verkehrs an dieser Uferstrecke. Die Laufbrücken können sowohl aus Holz, wie in dem durch Abb. 132 dargestellten Beispiele oder auch aus Eisenfachwerk gebildet werden, wie es z. B. in dem Hafen von Fécamp geschehen ist. An der dem Fahrwasser zugekehrten Seite ist die Anbringung starker Reibehölzer erforderlich, um schädliche Berührungen zwischen Schiff und Laufsteg zu verhüten.

F. Ausführung der Hafenaußenwerke.

Der Bau und die Ausführung der Hafenaußenwerke soll hier nur soweit behandelt werden, als dabei dem Seebau eigentümliche Verfahren und An-

ordnungen in Betracht kommen, dagegen sollen Vorgänge, die allgemein im Wasserbau bekannt sind, unerörtert bleiben.

Die Herstellung der nur selten vorkommenden Steinkisten ist so einfach, daß wenig darüber zu sagen ist. Ihre bauliche Anordnung erhellt zur Genüge aus den Abb. 2 bis 7. Die am stärksten auszuführenden Teile sind die Außenwände, für die demnach die kräftigsten Balken verwendet werden müssen. In den meisten Fällen erhalten die Kisten einen Boden, der durch eine Lage von Balken, die in geringen Abständen voneinander liegen und zwischen die untersten Balkenlagen der Außenwände eingeschoben werden, gebildet wird. Ebenso werden die Balken der Stirnwände zwischen die Balken der Außenwände eingeschoben, so daß alle Balken der Wände in so geringen Abständen voneinander liegen, daß die Füllsteine nicht herausfallen können. Außer den genannten Balken müssen noch in bestimmten Entfernungen und verschiedenen Höhen Querbalken zur Verankerung der Seitenwände angeordnet werden. Die Köpfe der Querbalken und die der Stirnwand treten in der Regel über die Außenflächen hervor, die Verbindung erfolgt durch Verkämmung. Sollen die Außenseiten glatt sein, so müssen schwalbenschwanzförmige Verbindungen gewählt werden; zur weiteren Befestigung der über einanderliegenden Holzlagen können Schraubenbolzen oder auch Spitzbolzen mit kleinen Widerhaken Verwendung finden.

Das Abbinden und Zusammensetzen der Kisten kann in zweierlei Weise geschehen. Entweder stellt man die Kisten auf einer Art Helling gleich in fertiger Gestalt her und läßt sie, wenn sie fertig sind, von Stapel laufen, ein Verfahren, das den Nachteil hat, daß man bei großen Kisten mit wachsender Höhe die schweren Balken immer höher heben muß, oder man baut sie auf einer eingeebneten Stelle eines Bauplatzes in umgestürzter Lage auf, d. h. man beginnt mit der obersten Balkenlage usw. Die einzelnen Balken werden dann nur genau zugerichtet und aufeinander gepaßt, ohne daß sie fest miteinander verbunden werden. Wird die Höhe unbequem, so kann man das Verfahren an einer beliebigen Stelle abbrechen und die Fortsetzung der Kiste neben dem ersten Teile anlegen. Nach Beendigung des Zusammensetzens werde alle Verbindungen gezeichnet, die Balkenlagen schichtweise abgehoben und im Wasser schwimmend wieder zusammengesetzt. Bei der ersten Balkenlage muß die Arbeit von Booten oder Flößen aus erfolgen, auch müssen einige vorläufige Verbindungsbretter übergenagelt werden, ist aber erst der Boden aufgebracht, so stellt das Gebilde selbst ein Floß von genügender Tragfähigkeit dar, von dem aus die Fortsetzung der Arbeit leicht erfolgen kann. Ein Vorteil dieses Verfahrens besteht ferner darin, daß die Kiste mit größer werdendem Gewicht immer tiefer einsinkt, so daß die neu aufzubringenden Balken nur auf geringe Höhen gehoben werden brauchen. Der Tiefgang der im Bau begriffenen Kiste läßt sich außerdem durch Belastung mit Steinen regeln.

Die fertiggestellte Kiste wird bei günstigem Wetter an den Bestimmungsort geschleppt und durch Aufbringung von Steinen versenkt. Es empfiehlt sich, diese ersten Steine nicht in die Kiste zu werfen, sondern auf übergelegte Bohlen zu legen, weil man dann, falls die Kiste nicht genau in die gewollte Richtung elangt ist, sie durch Abheben einiger Steine wieder zum Aufschwimmen bringen

kann, um sie erneut einzurichten und abzusenken. Zur weiteren Belastung dürfen ferner zunächst nicht die ersten Belastungssteine genommen werden, da sie im Wasser durch den Auftrieb an Gewicht verlieren und die Kiste leicht wieder zum Schwimmen kommen kann. Die erste Ausfüllung muß also durch andere neu herangefahrene Steine erfolgen, erst wenn die Kiste gesichert steht, können die ersten Steine ebenfalls herabgestürzt werden.

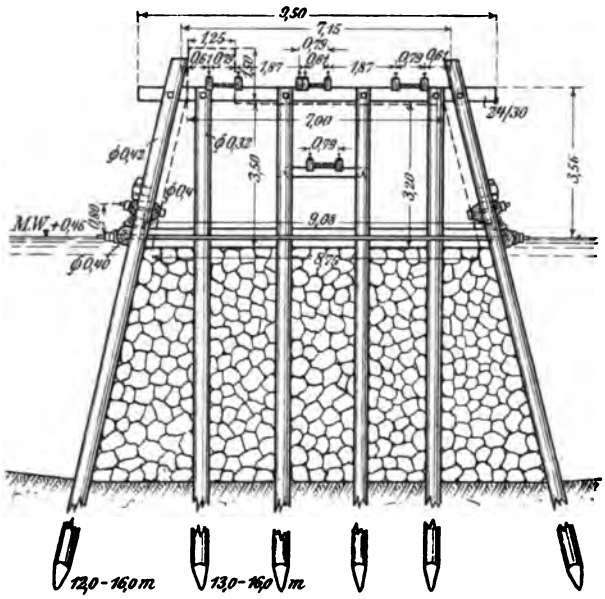
Bei unregelmäßig gestaltetem Untergrund ist es notwendig, die genaue Form desselben durch Tiefenmessungen festzustellen und die Unterkante der Kiste danach abzupassen.

Die Füllung der Kiste muß mit großer Beschleunigung beendet werden, da die Wände größerem Wellenschlage nicht gewachsen sind. Soll später, wie es bei den amerikanischen Beispielen auf S. 11 u. f. der Fall ist, der über der Fäulnisgrenze liegende Teil der Steinkiste durch Mauerwerk oder Beton ersetzt werden, so muß man die Füllung erst einige Zeit dem Wellenschlage überlassen, damit sie auf den kleinsten Raum zusammengerüttelt wird.

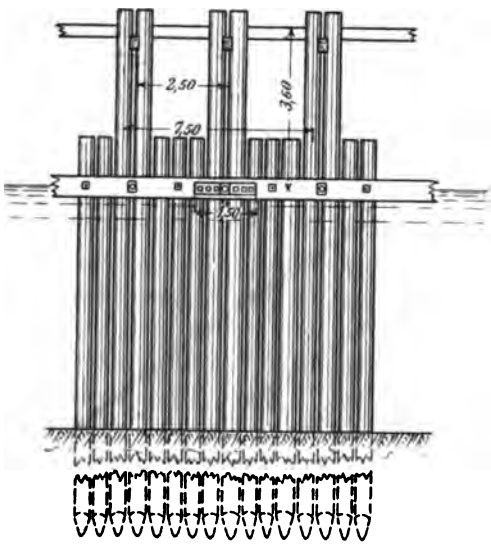
Die auf S. 13 u. f. und durch Abb. 8 bis 21 dargestellten Pfahlwandmolen mit Steinfüllung werden, da es darauf ankommt, daß die äußeren Pfahlreihen dicht aneinander und genau in der einmal bestimmten Neigung eingerammt werden (meist 4 : 1), am besten von festen Rüstungen aus hergestellt, damit die Rammen einen gesicherten Stand haben Abgesehen von der größeren Genauigkeit, erreicht man Schwimmrammen gegenüber den Vorteil, daß der Fortschritt der Arbeiten weniger leicht durch unruhige See gestört wird Bei Hafendämmen von geringer Breite müssen die Rüstungen außerhalb des Bauwerks angeordnet und später beseitigt werden, bei größeren Breiten kann man die Rüstpfähle jedoch innerhalb der Pfahlwände anordnen und diese selbst zur Bildung des Gerüstes mit heranziehen. Die Gerüstpfähle bleiben dann dauernd in dem Bauwerk und bilden für die spätere Übermauerung eine nicht unwillkommene Sicherung und Unterstützung bei etwaigen Sackungen der Steinschüttung, wenn diese aller Vorsicht zum Trotz doch eintreten sollten.

Der Bauvorgang verläuft im übrigen wie folgt; er wird durch Abb. 133 erläutert. Man beginnt den Bau vom Ufer aus, indem man zunächst mit einer leichteren Ramme die lotrechten Pfähle der Rüstjoche schlägt; die Ramme muß so eingerichtet sein, daß sie von dem zuletzt fertiggestellten Joch aus so weit sicher vorgeschoben werden kann, daß mit ihr die Pfähle des nächsten Joches geschlagen werden können. Die Jochentfernung beträgt in der Regel 2,5 m. Sofort nach Fertigstellung eines Joches muß es durch Aufbringung eines Holmes und durch Anschrauben von schrägen Bohlen verankert werden. Da der Holm für die erste Zeit die Verankerung der äußeren Pfahlwände übernehmen muß, darf er nicht durch Zapfenlöcher geschwächt werden, sondern muß seitlich an die Rüstpfähle angeblattet werden; er muß so lang sein, daß er ein Stück über die Pfahlwände hinausreicht (Abb. 133). Die Pfahlreihen des Gerüstes werden daher am besten so gerammt, daß sie zu beiden Seiten des Holmes stehen (Abb. 134). Ist das Joch verholmt, so wird der Bohlenbelag aufgebracht und die Ramme vorgeschoben, worauf die Herstellung des nächsten Joches beginnt, gleichzeitig werden die Gleise für die später folgenden Rammen verlegt.

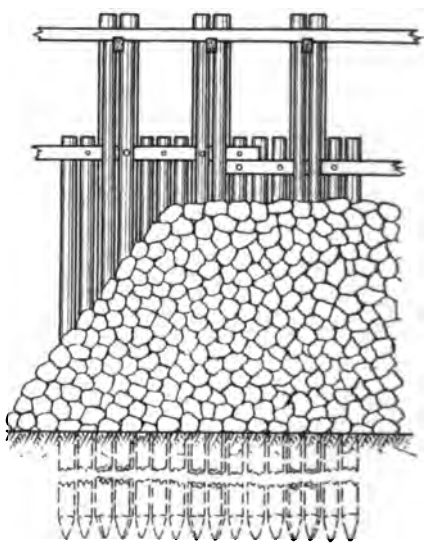
Bei größeren Wassertiefen hat man auch die einzelnen Joche durch Ketten nach verschiedenen Richtungen untereinander verankert; es empfehlen sich hierzu mit einem Dorn versehene große Ringe, die leicht an den Pfählen hinabgleiten und beim Anziehen der Ketten festhalten (Abb 135). Die Höhe des Gerüstes legt man zweckmäßig über den höchsten Wasserstand, an der Ostsee also etwa 2 m über M.W. Auf den fertigen Jochen rücken dann die Schrägpfahlrammen vor, die zunächst je zwei besonders kräftige und lange Pfähle zu beiden Seiten des Gerüstholmes eintreiben. Diese werden durch Holzkeile etwas auseinander gedrückt mit Verkämmungen versehen



Querschnitt.



Außenansicht mit endgültigen Gurtungen.



Längsschnitt mit vorläufigen Gurtungen.

Abb. 133. Bau der Molenverlängerung in Memel.

und nach Entfernung der Keile mit den Holmen verschraubt. Außerdem werden an den Schrägpfahlreihen etwas über M.W innen und außen Gurtungen mit Schraubenbolzen angebracht, die zur Verbindung der Joche in der Längsrichtung der Mole dienen und außerdem als Führungszangen bei dem Rammen der

Zwischenpfähle von Wert sind. Für diesen Zweck können auch an den Jochpfählen aus zwei U-Eisen gebildete und durch Schraubenbolzen zusammengehaltene Führungsschienen Benutzung finden, die an Ketten hinuntergelassen werden. Das empfiehlt sich, wenn die Wassertiefe sehr groß ist, weil die dann recht langen Pfähle sehr hoch gehoben werden müßten, wenn man sie zwischen die oberen Gurtungen bringen wollte. Die Zwischenpfähle werden am besten durch zwei nachfolgende Rammen eingetrieben, damit der Fortgang der Arbeiten ein möglichst rascher ist. Da die Gurtungen am stärksten von unten her durch den Wellenschlag angegriffen werden, empfiehlt es sich, sie durch oberhalb angebrachte Knaggen zu sichern (Abb. 136). Die für die Ramme fertig zugerichteten Pfähle werden zu Flößen vereinigt, auf dem Wasserwege zur Baustelle gebracht und mit den Winden der Rammen herausgezogen.

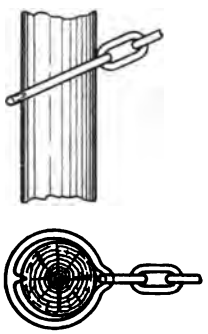
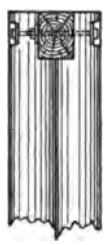


Abb. 135. Dornring zur vorläufigen Verankerung der Pfahljoche.

Gleichzeitig mit den Ramm- und Zimmerarbeiten wird die Ausfüllung mit Steinen vorgenommen, die so weit als irgend möglich vorgetrieben wird, um die gerammten Pfahlwände gegeneinander abzusteifen und vor Sturmschäden zu bewahren. Die Gefahr, daß Steine bei stärkerem Seegange aus dem offenen Molenende herausgerissen werden und der Untergrund durch diese Steine für die Rammarbeiten verunreinigt wird, besteht nicht, da, wie die Erfahrung lehrt, die Steine eher nach innen zusammengeschoben werden. Für die Zufuhr der Steine ordnet man Gleise auf den Holmen der Gerüstjoche an, man kann auch die für die Fortbewegung der Rammen verlegten Schienen mitbenutzen; bisweilen werden die Gleise auch unterhalb der Holme, wie auf Abb. 133 links erkennbar ist, angebracht, weil die Zufuhr der Steine dann unabhängig von der Bewegung der Rammen ist. Die Größe der Steine muß so bemessen werden, daß sie durch die Zwischenräume der Pfähle nicht hindurchfallen können, sonst kann sie beliebig gewählt werden Damit bei heftigem Seegange keine Verluste eintreten, müssen obenauf besonders große und schwere Steine verlegt werden. Da deren Beschaffung und Handhabung oft Schwierigkeiten verursachen, so können an Stelle der schweren Steine auch gemauerte Blöcke hergestellt werden, die aber so angeordnet werden müssen, daß der Platz für die spätere endgültige Verankerung frei bleibt Die Mauerwerkskörper werden bei der Übermauerung der Steinschüttung mit in das Mauerwerk einbezogen. Durch die Einwirkung des Wellenschlages werden die Steine zusammengerüttelt und in den Untergrund eingespült, so daß von Zeit zu Zeit Nachfüllungen nötig werden. Es kann in Frage kommen, unmittel-



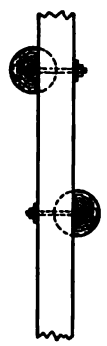


Abb. 134. Verbindung des Ankerholmes mit den Rüstpfählen.

Abb. 136. Eiserne Knagge zur Stützung der Holme.

bar über dem Boden vor Einbringung der Steine eine Lage von Faschinen oder Sinkstücken zu verlegen, um das Einsanden zu vermindern; es ist dies jedoch eine Maßnahme, die nur zu empfehlen ist, wenn eine spätere Übermauerung nicht stattfinden soll. Wie z. B. bei der durch Abb. 9 auf S. 15 dargestellten Mole des Fischereihafens von Hela, wo an Stelle einer Übermauerung eine Reihe von an Ort und Stelle hergestellten gemauerten Blöcken getreten ist.

Eine Faschinenunterlage bleibt jahrelang in Bewegung, bis sie ihren kleinsten Inhalt gewonnen hat, infolgedessen auch die darauf ruhende Steinschüttung; sie macht daher eine Übermauerung der Schüttung auf sehr lange Zeit unmöglich. Sie gewährt ferner auch keinen besonderen Schutz, wenn z. B. durch Strömungen längs des Bauwerks starke Vertiefungen entstanden sind, wie es in der Nähe der Molenköpfe häufig eintritt, so nützt die Faschinenlage auch nichts weiter, denn es tritt erst ein Ruhezustand ein, wenn die Füllung zwischen den Pfahlwänden bis zur Tiefe des Kolkes herabgesunken ist, dieses wird bei einer reinen Steinschüttung sogar noch früher der Fall sein als bei einer auf einer Faschinenbettung ruhenden.

Soll daher ein Pfahlwandbauwerk mit einer gemauerten oder betonierten Abdeckung versehen werden, so ist es besser, die Faschinenunterbettung fortzulassen, da dann die Füllung früher zur Ruhe kommt, wenn auch die Steine stärker eindringen und dadurch ein größerer Steinverbrauch und mehr Kosten entstehen.

Nachdem die Steinfüllung mehrere Jahre dem Seegange ausgesetzt gewesen ist und vollkommen zur Ruhe gekommen ist, wovon man sich durch Aufbringen und Beobachten einer dünnen Betonschicht überzeugen kann, die in diesem Falle rissefrei bleiben muß, kann an die Übermauerung herangegangen werden, zuvor muß jedoch die vorläufige Verankerung durch die endgültige ersetzt werden. Diese empfiehlt es, sich überhaupt möglichst frühzeitig anzubringen, damit die Pfahlwände unter dem Druck der Steinschüttung nicht übermäßig ausbauchen.

Für die endgültige Gurtung werden gerade gewachsene, kräftige, kernige Kiefernhölzer ausgewählt und an der anliegenden Seite eben bearbeitet; sie wird in der Regel nur an der äußeren Seite der Pfahlwände angebracht und so tief gelegt, daß sie der Fäulnis nicht ausgesetzt sind, an der Ostsee gewöhnlich mit der Mitte auf M.W.-Höhe. In die Rundpfähle werden sie nur so weit eingelassen, daß sie an allen Pfählen gleichmäßig anliegen. Nach dem Anpassen werden sie durchbohrt, wobei man es vermeidet, die Rundpfähle anzubohren, und darauf 40 bis 50 mm starke verzinkte Anker eingezogen, die meist an beiden Enden mit Schraubengewinden versehen sind. Da die Schraubenmuttern sich leicht losrütteln, so werden sie doppelt angeordnet. Die Stöße der Gurtungen werden entweder stumpf in der Mitte zwischen zwei Ankern hergestellt oder durch kräftige Eisenschienen und Schraubenbolzen gedeckt (Abb. 133). Ebenso wie die vorläufigen Gurte bedürfen auch die endgültigen noch einer Versicherung gegen Stöße von unten, hierzu dienen hölzerne oder besser eiserne Knaggen, etwa nach Abb. 136.

Ist die Herstellung der Gurtungen beendet, so werden alle Hölzer der Pfahlwände in gleicher Höhe abgeschnitten, auch die Gerüstpfähle bis auf M.W.-Höhe gekappt, so daß nun die Ausführung des Überbaues durch Aufmauerung oder Betonierung vor sich gehen kann.

Für die unterste Schicht wartet man niedrigen Wasserstand und ruhige See ab, auch verwendet man zweckmäßig schnellbindenden Zement. Bei der Herstellung von Mauerwerk muß man danach streben, daß die untersten Steine gut in die obersten der Schüttung hineingreifen, damit sich Unter- und Oberbau innig miteinander verbinden. An den Stellen, wo Anker liegen, werden kleine Kanäle ausgespart, bei Ausführung des Oberbaues in Beton häufig auch an den Seiten und oben durch Bretter umkleidet, damit die Anker, falls sie brechen oder die meist angeschweißten Gewinde abspringen sollten, leicht erneuert werden können.

Bei der Herstellung des Mauerwerks kommt es weniger auf gutes Aussehen an, als darauf, daß die äußeren Steine tief einbinden, damit sie nicht herausgeschlagen werden. Es ist ferner unbedenklich, zur Kostenersparnis innen Hohlräume zu bilden und mit magererem Beton auszufüllen. Die Aussparungen dürfen aber nicht in der ganzen Länge durchgehen, sondern müssen in angemessenen Abständen durch Quermauern unterbrochen werden. Die Oberfläche muß besonders sorgfältig ausgeführt werden, damit sie durch herabstürzende Wassermassen nicht beschädigt wird. Um wilde Trennungsrisse zu vermeiden, empfiehlt es sich ferner, in Abständen von 15 bis 20 m lotrechte Fugen durch den ganzen Körper anzuordnen.

Über die Ausbildung der Köpfe ist bereits auf S. 18 u. f. und Näheres gegeben worden, Abb. 18 läßt deutlich die dabei notwendige starke Verankerung erkennen. Hier sei nur noch darauf hingewiesen, daß die Ankerköpfe, Spannschlösser und Ankerkränze durch Schächte zugänglich gemacht werden müssen. Die Abdeckungen der Schächte müssen aus Gittern bestehen, da geschlossene Platten durch den im Inneren bei starkem Seegang entstehenden Luftdruck fortgeschleudert werden können.

Zur Ausführung der Betonschüttungen unter Wasser für ganz aus Beton hergestellte Hafenbauwerke ist eine feste Rüstung erforderlich, sowohl für die Aufstellung der Formen zur Begrenzung der Betonschüttung, als auch für die Unterstützung der Gleise für den Versenkkran und die Bewegung der Betonwagen.

Da Betonwellenbrecher oder Molen in den meisten Fällen nur auf Fels oder hartem Tonuntergrund errichtet werden, so bereitet die Aufstellung der Rüstungen und das Eintreiben der Pfähle größere Schwierigkeiten, die in verschiedener Weise überwunden werden können. Zu beachten ist hierbei, daß es bei der großen Tragfähigkeit des Bodens nicht nötig ist, die Pfähle tief in den Boden hineinzutreiben, sondern daß es genügt, die Spitze so weit in den Untergrund hineinzubringen, daß sie gegen seitliche Verschiebungen Widerstand leisten. Die zu diesem Zweck an einzelnen Orten vorgekommene besondere Behandlung der Pfahlenden ist je nach der Härte des Untergrundes verschieden.

Bei weicheren Erdarten kann die Bewehrung der Pfahlspitze (Abb. 137a) mit einem eisernen Pfahlschuh in Frage kommen, auch sind z. B. im Hafen von Portland eiserne Pfähle mit Schrauben nach Abb. 137b zur Anwendung gelangt.

Bei Gerüsten, die zur Herstellung von Steinschüttungen bestimmt waren, hat man bisweilen die Pfähle mit einem breiten Ende versehen, einfach auf den Boden gestellt und sobald als möglich mit Steinen umschüttet. Zu diesem Zweck wurden in Alderney die Pfähle nach Abb. 137c mit einer 750 kg-Steinplatte ausgerüstet. In Aberdeen wurden vorher auf den durch Taucher eingeebneten Grund gußeiserne Schuhe von quadratischer Grundfläche mit 0,9 bis 1,2 m Seite verlegt und die Pfähle in diese mit Hilfe eines Auslegerkranes hineingestellt (Abb. 137d). Denselben Gedanken verfolgte man in Holyhead, wo zur Verbreiterung der Grundfläche der Pfähle hölzerne Knaggen an den

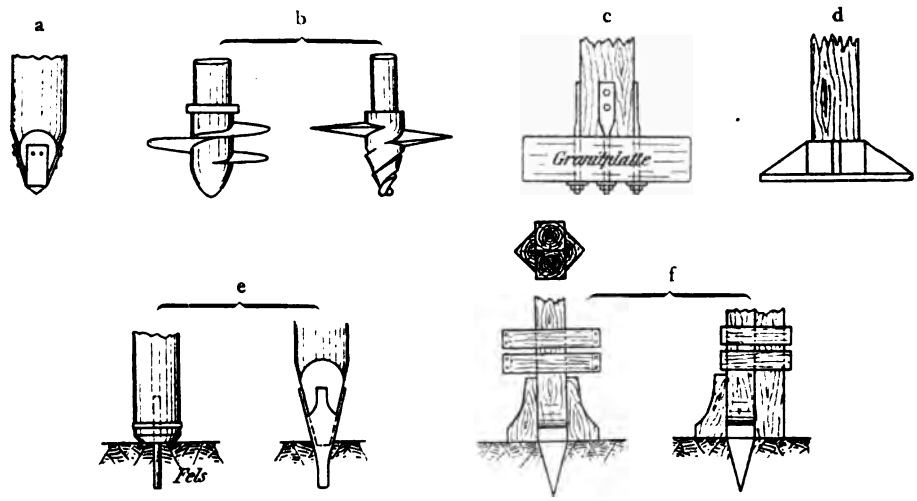


Abb. 137. Bewehrung von Pfahlspitzen zur Herstellung von Gerüsten.

Pfahlenden befestigt wurden (Abb. 137f). Bezüglich der hier verwendeten Pfähle ist noch zu bemerken, daß sie aus zwei durch Schraubenbolzen verbundenen starken Hölzern gebildet waren, die in der Mitte noch durch diagonal gespaltene Balken verstärkt wurden, damit die Wellen an ihnen weniger Widerstand finden sollten. Da ferner sehr lange Pfähle aus gewöhnlichem Kiefernholz infolge ihres geringen Gewichtes schwer unter die Rammen zu bringen sind und durch den Auftrieb an Standsicherheit einbüßen, so hat man aus diesem Grunde schwere ausländische Holzarten benutzt (Bd. I, S. 223), wenn nicht das Auftreten des Bohrwurms dies sowieso erforderlich machte, oder man hat, wie z. B. in Holyhead, eine besondere Beschwerung an den Pfählen durch Holzkasten, die mit Steinen gefüllt wurden, angebracht (Abb. 141).

Bei sehr hartem Felsuntergrund können die durch Abb. 137e dargestellten Verfahren Anwendung finden, bei denen durch Taucher Löcher in den Fels gebohrt werden, in welche die mit einem Dorn oder mit einem spitzen Schuh versehenen Pfähle gestellt werden.

Die zur Versenkung von Beton erforderlichen Rüstungen müssen dieselben Bedingungen erfüllen wie die zu den aus geschichteten Blöcken oder Steinschüttungen dienenden, soweit sie überhaupt von festen Rüstungen aus hergestellt werden sollen; es mögen daher an dieser Stelle verschiedene bei Hafenbauten zur Ausführung gelangte Gerüstformen behandelt werden.

Alle Gerüste müssen große Standsicherheit besitzen, um den Angriffen der Wellen zu widerstehen. Diese ist um so leichter zu erreichen, je weniger Angriffsfläche sie darbieten. Aus diesem Grunde werden die Plattformen so hoch gelegt, daß sie der Einwirkung der Wellen entzogen sind, auch alle Verbindungsteile werden über dem höchsten Wasserstande angeordnet. Da Beschädigungen durch Stürme nicht zu vermeiden sind, so ist die Verwendung schwerer ausländischer Hölzer vorteilhaft, da sie nicht auf dem Wasser fort-

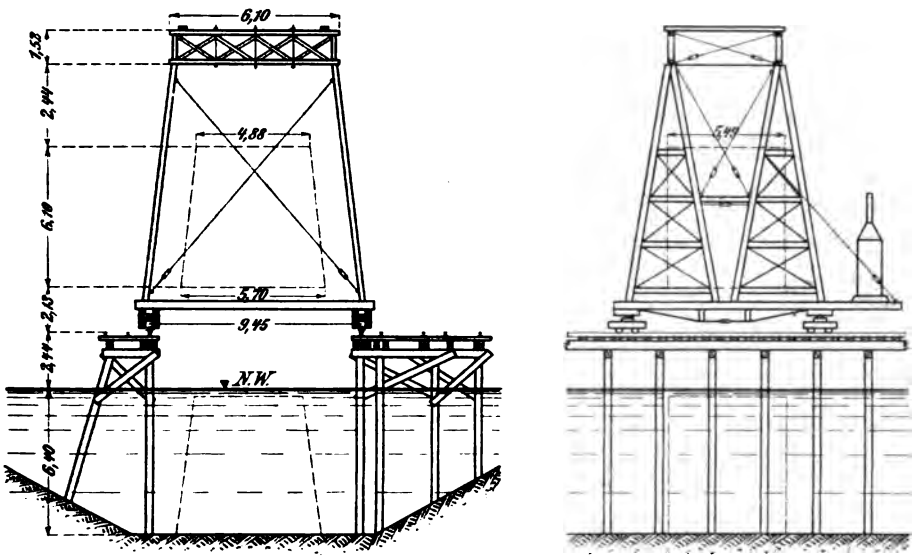


Abb. 138. Baugerüst für die Molen bei Superior Entry.

treiben und der Schiffahrt gefährlich werden, sondern am Grunde bleiben und auch leichter wiedererlangt werden können.

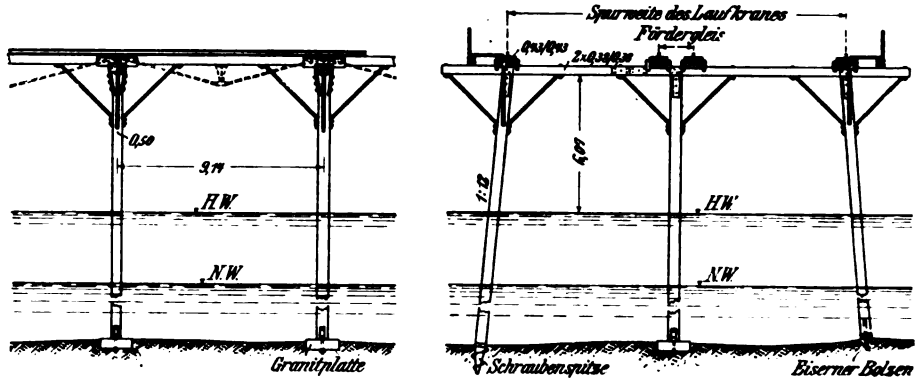
Die Plattformen müssen so breit sein, daß sie mindestens ein Gleis für die Zufuhr der Baustoffe und zwei Schienen für einen oder mehrere Krane aufnehmen können.

Ein einfaches, bei dem Bau der auf S. 30 erwähnten und durch Abb. 30 dargestellten Molen bei Superior Entry verwendetes Gerüst zeigt Abb. 138.[1])

Die einzelnen Pfahljoche sind rd. 2,5 m voneinander entfernt und bestehen an der einen Seite aus zwei, an der anderen aus vier Reihen verholmter eingerammter Pfähle. Auf den Holmen ruhen links drei und rechts sieben Längsbalken, die wiederum in geringem Abstand verlegte Querbalken tragen, auf denen die Schienen und der Bohlenbelag liegen. Von den acht Schienen sind die beiden äußeren auf der linken Seite für das Betonzufuhrgleis bestimmt,

[1]) Engineering News vom 2. März 1905, S. 232 u. f.

die nächste und die erste auf der rechten Seite werden von einem großen fahrbaren Gerüst in Anspruch genommen, das für den Versatz der Betonformen dient; die nächste und ferner die äußerste Schiene rechts werden von einem zum Versenken des Betons bestimmten Kran befahren, das dazwischenliegende Gleis dient wiederum zur Betonanfuhr. Die Höhe der Gleise über dem Wasser-



Längsansicht. Querschnitt.

Abb. 139. Beispiel eines Baugerüstes.

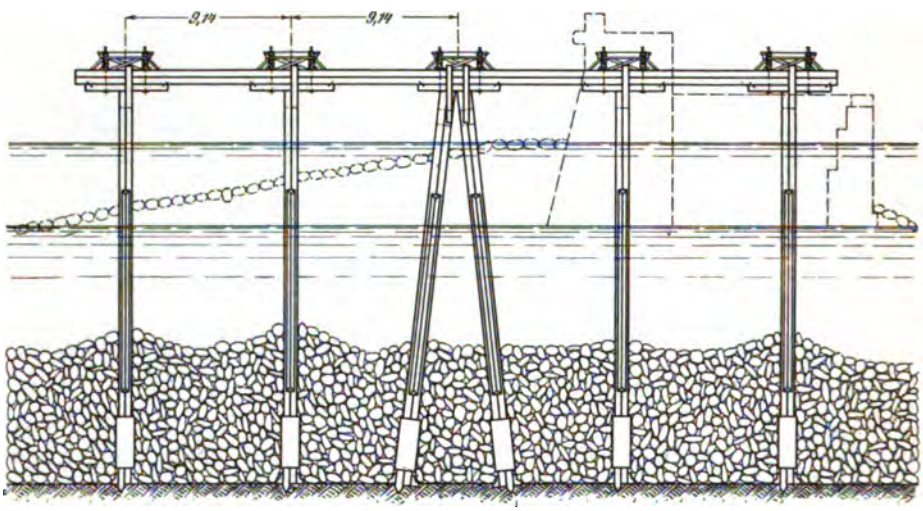


Abb. 140. Baugerüst von Holyhead. Querschnitt.

spiegel ist nicht bedeutend, ebenso die Verbindung der Pfahlreihen durch schräg angenagelte Bretter nicht sehr widerstandsfähig, beides Umstände, die durch den verhältnismäßig geringen Seegang auf dem Lake Superior begründet sind.

Mehr für offenere Lagen geeignet ist der durch Abb. 139 dargestellte Gerüstbau, bei dem die oben erwähnten Gesichtspunkte Berücksichtigung gefunden haben.[1]) Der Steg besteht aus Jochen von je drei Pfählen, von denen die äußeren unter 12 : 1 geneigt sind; die einzelnen Joche befinden sich in Abständen von 9,14 m. Die Pfahlspitzen sind nach einer der oben geschilderten

[1]) Shield, Harbour Construction, S. 239.

Verfahren mit den Boden in Verbindung gebracht. Die Pfähle sind durch doppelte Holme miteinander verbunden, auf denen vier Doppelbalken für die Unterstützung der Schienen und zwei einfache zur Bildung zweier Fußwege ruhen. Die Seitensteifigkeit wird durch eiserne Kopfbänder erreicht, im Bedarfsfalle können die Längsbalken, wie in der Abbildung gestrichelt erkennbar,

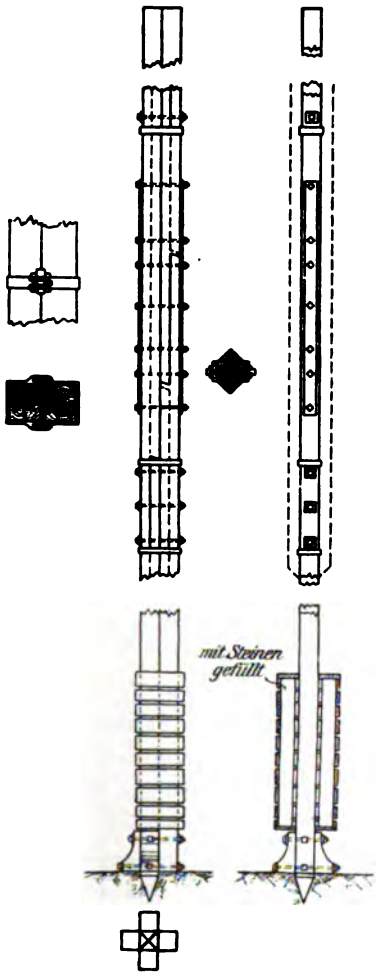


Abb. 141. Zusammensetzung der verwendeten Rüstpfähle.

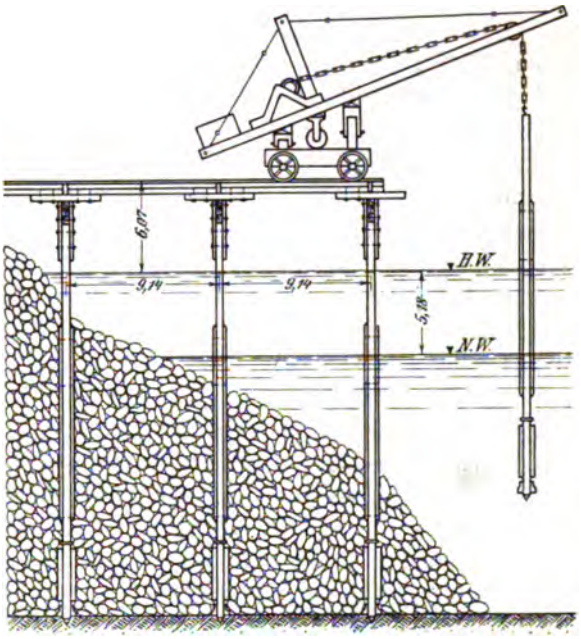


Abb 142. Längsschnitt.

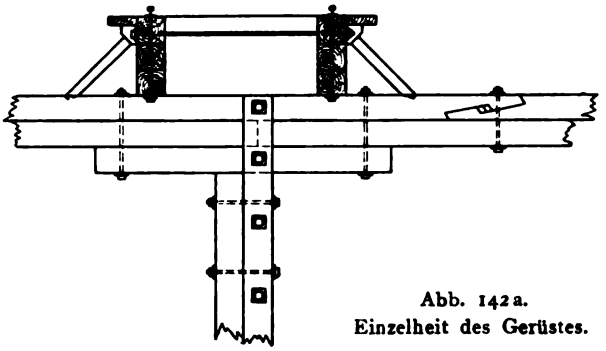


Abb. 142a. Einzelheit des Gerüstes.

Abb. 141 bis 142a. Baugerüst von Holyhead.

durch Eisen verstärkt werden. Von den auf der 6 m über dem höchsten Wasserstande liegenden Plattform vorgesehenen Schienen werden die beiden äußeren von einem fahrbaren Kran benutzt, während die beiden inneren für die Zufuhr der Baustoffe ausersehen sind.

Sehr lehrreich ist ferner das große Gerüst, das bei der Herstellung des aus einer gewaltigen Steinschüttung bestehenden Wellenbrechers von Holyhead Verwendung fand. Bei demselben waren fünf Gleise für die Steinzufuhr an-

geordnet (Abb. 140),[1]) die von den bereits erwähnten Doppelpfählen gestützt wurden. In jedem Joch befanden sich sechs solcher Pfähle, von denen zwei in der Mitte zu einem Bock zur Erzielung größerer Seitenfestigkeit verbunden waren. Einige Einzelheiten der sehr sorgfältig miteinander verbundenen hölzernen Pfähle mit den Beschwerungskasten am unteren Ende zeigt Abb. 141. Den Vorbau des Gerüstes erläutert Abb. 142.

Im Gegensatz zu den bisher gegebenen Beispielen, die zum größten Teile aus Holz bestanden, ist bei dem zur Wiederherstellung der Nordmole an der Tynemündung benutzten Gerüst und auch bei denen in Dover das ganze Gerüst bis auf die Pfähle aus Eisen gebildet worden, da einmal die offene Lage und außerdem die zu bewegenden großen Lasten besondere Festigkeit erforderlich machten.[2]) Wie Abb. 143 zeigt, besteht das Gerüst aus Gruppen von vier bezw. acht durch Rammen in den aus Tonschiefer bestehenden Untergrund getriebenen Pfählen, die über N.W. durch alte Stuhlschienen nach allen Richtungen hin zu festen Pfeilern vereinigt und mit Längs- und Querbalken überdeckt wurden. Diese Pfeiler sind in der Längsrichtung 14,63 m voneinander entfernt und tragen auf der Seeseite drei, auf der Binnenseite fünf leichte Gitterträger, auf denen die Schienen für die Krane und das Zufuhrgleis ruhen. Die eine Schiene auf den Pfeilern der Seeseite und die innere von denen auf der Landseite, die 19,8 m voneinander entfernt sind, werden von den großen Versatzkranen befahren, die beiden übrigen Schienen bilden das Zufuhrgleis. Im ganzen waren drei Krane hintereinander tätig, von denen der erste die über dem Tonschiefer liegenden Sand- und Schlickschichten fortbaggerte, der zweite eine Taucherglocke handhabte, unter der die Einebnung und Vorbereitung des Untergrundes vorgenommen wurde, und endlich der dritte die einzelnen Betonblöcke versetzte.

In ähnlicher Weise sind auch die Gerüste in Dover hergestellt worden; des Bohrwurms wegen und weil heimische Hölzer in so großen Abmessungen wie hier erforderlich, nicht zu beschaffen waren, ist zu den Pfählen das aus Australien stammende Blaugummiholz, Eucalyptus globulus, verwendet worden.

Die großen Kosten, die durch die beschriebenen Gerüste entstehen, haben in England bei dem Bau der Molen von Peterhead, eines Wellenbrechers in Whitby, bei den Vertiefungsarbeiten des Hafens von Dover und bei der Herstellung einer Landungsbrücke in Cape-Town in Südafrika zu einer eigenartigen Einrichtung geführt, die man am besten mit dem Namen „Wandergerüst" belegt, das sich gut bewährt haben soll[3]) Das durch Abb. 144 im Aufriß und durch Abb. 145 im Grundriß dargestellte Gerüst besteht aus zwei ineinandergesteckten Gerüsten, die abwechselnd aufeinander bewegt werden können. Jedes derselben ist zusammengesetzt aus vier hohlen Eckpfosten, quadratischen Querschnitts, in denen mit Hilfe von Schraubenspindeln Füße lotrecht auf und nieder bewegt werden können, die, mit einer Spitze oder mit einem Teller versehen, sich fest auf den Boden stützen. Die Eckpfosten sind

[1]) Vernon-Harcourt, Harbour and Docks, Tafel 8. Cumingham, Harbour Engineering, S. 154.

[2]) Engineering vom 28. Januar 1910, S. 101.

[3]) Engineering 1911, S. 340. — Le Génie civil, 2. März 1912, S. 341 u. f.

durch wagerechte und schräge Gitterträger und Stäbe sorgfältig miteinander verstrebt und tragen obenauf eine Plattform für die Aufnahme der jeweilig erforderlichen Baugeräte, wie Bohrmaschinen, Krane usw. Die beiden Gerüste

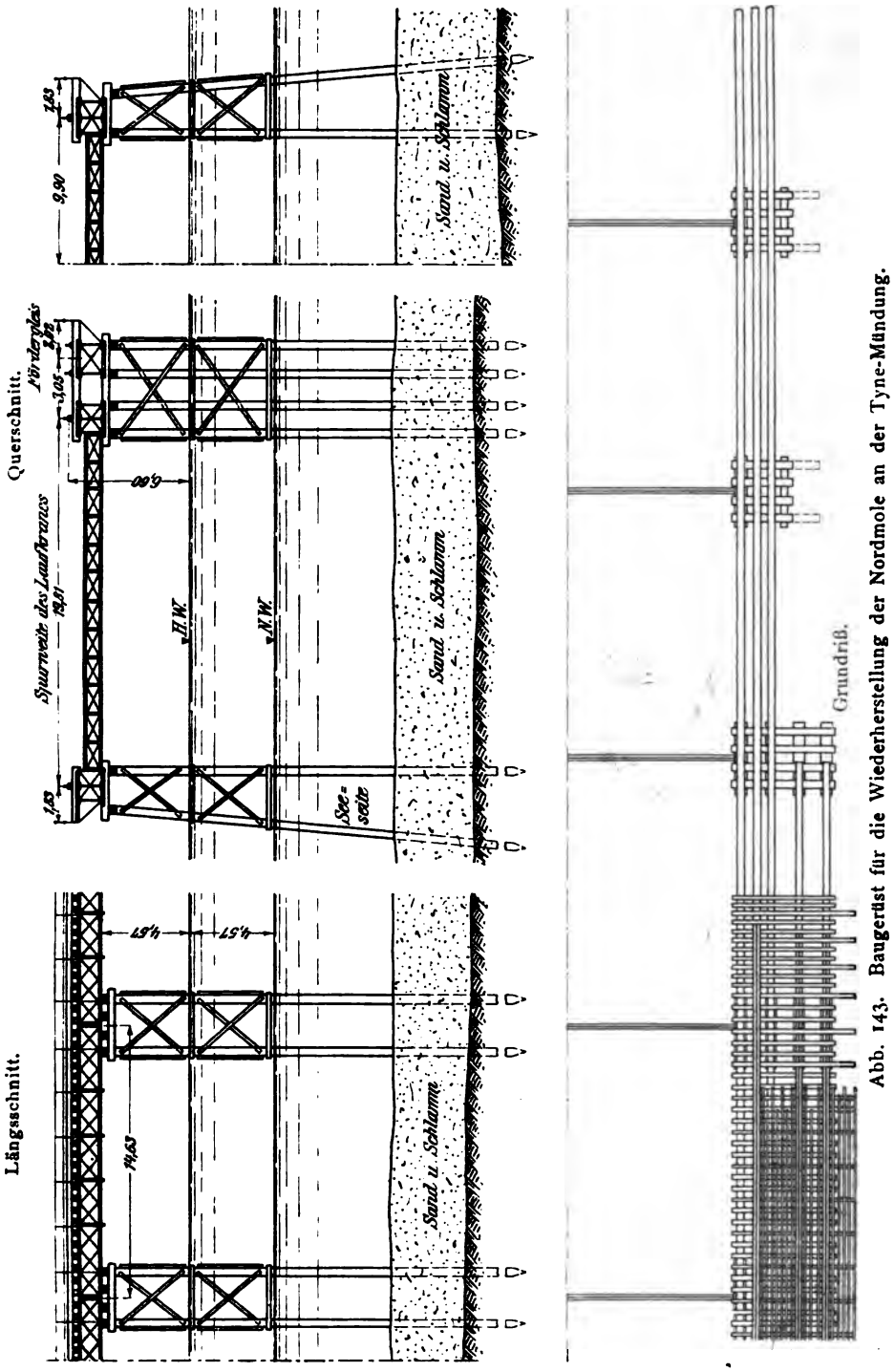


Abb. 143. Baugerüst für die Wiederherstellung der Nordmole an der Tyne-Mündung.

sind nun durch einen wagerechten rollbaren Verbindungsrahmen miteinander so in Verbindung gebracht, daß das eine Gerüst, wenn die Füße hochgezogen wurden, auf dem anderen feststehenden bewegt werden kann. Wird nun dieser Vorgang in der Weise wiederholt, daß zunächst die Füße des soeben bewegten Gerüstes heruntergelassen und die des bisher feststehenden hochgezogen werden, so kann der gleiche Vorgang wiederholt und somit ein Wandern des Gerüstes erreicht werden. Hat die Vorrichtung den Bestimmungsort erreicht, so werden alle acht Füße heruntergesenkt und dadurch eine Standsicherheit erlangt, die selbst 4,5 bis 7,5 m hohen Wellen trotzen konnte. Da die Rollen

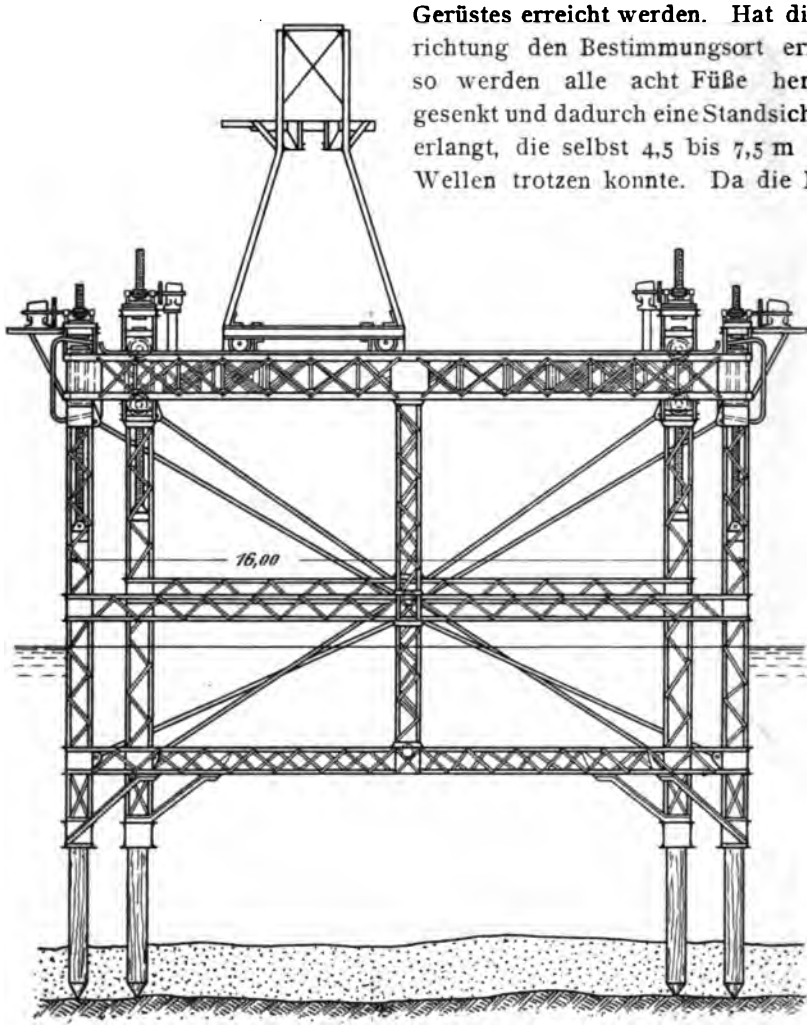


Abb. 144. Wandergerüst. Ansicht.

in zwei zueinander senkrechten Richtungen angeordnet sind, kann die Bewegung nach jeder Richtung hin erfolgen.

Die kurz geschilderten Vorgänge werden bei der genaueren Betrachtung der einzelnen Darstellungen der Abb. 146 leicht klarer. Zustand *a* zeigt eine Anfangsstellung, alle 8 Füße stehen auf dem Boden auf. Zustand *b* zeigt die Füße des inneren Gerüstes aufgewunden, es hängt nun mit Hilfe der oberen Rollen an dem oberen wagerechten Balken des äußeren Gerüstes und kann

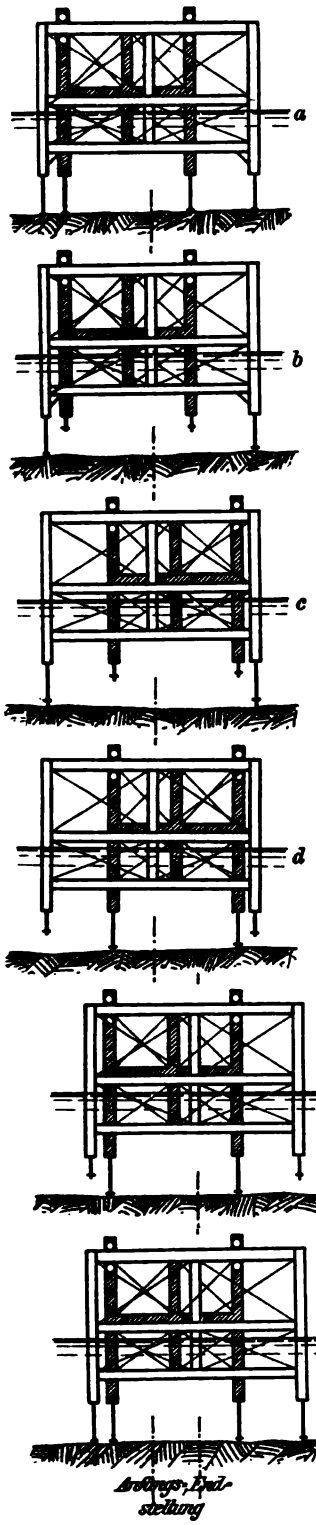


Abb. 146. Schematische Darstellung der Bewegung des Wandersteges.

nach rechts verschoben werden, Zustand *c*, soweit es der Spielraum zwischen beiden Gerüsten gestattet; bei der bisherigen Ausführung betrug dieses Maß 1,80 m. Jetzt werden die Füße des inneren Gerüstes herabgelassen und die des äußeren hochgewunden, so daß Zustand *d* entsteht. Es ruht nunmehr das äußere

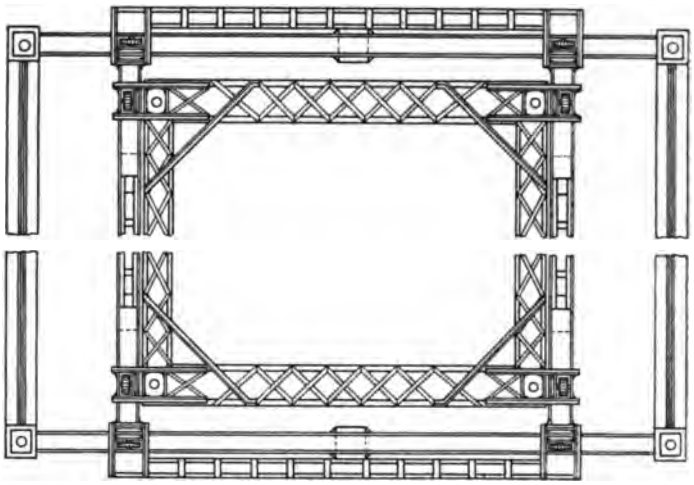


Abb. 145. Wandergerüst. Grundriß.

Gerüst auf den unteren, an dem inneren Gerüst angebrachten Rollen. Das äußere Gerüst kann nun auf dem unteren rollend verschoben werden, Zustand *e*; werden nun wieder die äußeren Füße herabgesenkt, so kann das Gerüst stehen bleiben, Zustand *f*, oder derselbe Vorgang beliebig oft wiederholt werden und die ganze Vorrichtung jede gewünschte Strecke zurücklegen.

Zum Hochwinden der einzelnen Füße dienten elektrisch angetriebene Schraubenspindeln.

Zur weiteren Erläuterung dienen die drei Darstellungen der Abb. 147, welche die Bewegungen im Grundriß zeigen und besonders die Möglichkeit der Verschiebung in zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen erkennen lassen. Wie hieraus ersichtlich ist, bildet die Verbindung beider Gerüste ein auf dem äußeren rollender Rahmen, auf dem ein zweiter rollt, der das innere Gerüst trägt. Zu beachten ist ferner, daß alle Rollen doppelt übereinander angeordnet sind, wie es aus den Darstellungen der Abb. 146 ersichtlich und zur Durchführung des beschriebenen Vorganges nötig ist.

Die Herstellung der Stege ist mit Ausnahme der hölzernen verschieblichen Füße ganz aus Stahlgitterwerk erfolgt, damit die einzelnen Teile den Wellen möglichst kleine Angriffsflächen darbieten. Bei den beiden in Peterhead benutzten Wandergerüsten betrugen die Außenabmessungen 10,5 und 7,2 m; jedes wog fertig ausgerüstet 50 t. Bei der Bewegung dauerte ein Spiel, wie es oben geschildert wurde, bei hartem Untergrunde eine halbe Stunde. Die Gerüste wurden dort hauptsächlich zu Sprengungsarbeiten verwendet, wobei die auf ihnen aufgestellten 5 Bohrmaschinen durch vom Lande zugeleitete Preßluft angetrieben wurden. Eine Fortbewegung des Gerüstes während der Entzündung der Dynamitpatronen war nicht erforderlich, wenn der Boden über 2 m mit Wasser bedeckt war.

Etwas größere Abmessungen hatten die in Whitby verwendeten beiden Wandergerüste erhalten; ihr Gewicht war dort bis auf 130 t angewachsen; sie konnten in 10 Stunden einen Weg von 90 m zurücklegen. Eine weitere Verbesserung ist bei diesen Gerüsten die Anbringung von etwa 1 qm großen Sandschuhen an den Pfählen, um das Überschreiten von Flächen mit weicherem Untergrund zu erleichtern. Die Gerüste wurden hier zur Herstellung der aus Betonschüttungen bestehenden Molenverlängerungen in der Weise benutzt, wie es Abb. 147a erläutert. Sie befanden sich dabei stets unmittelbar vor dem Kopf des Baues und wurden mit einem fahrbaren Auslegerkran versehen. Mit Hilfe dieses Kranes konnten große Holztafeln herabgelassen werden, die an

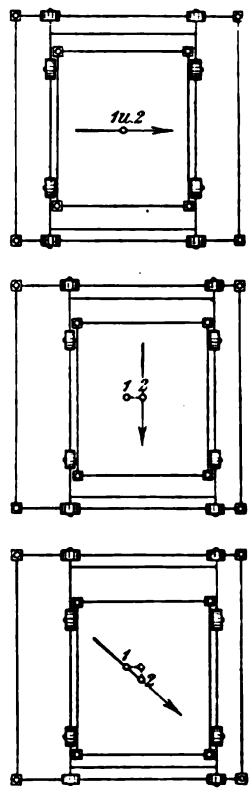


Abb. 147. Schematische Darstellung des Wandersteges im Grundriß.

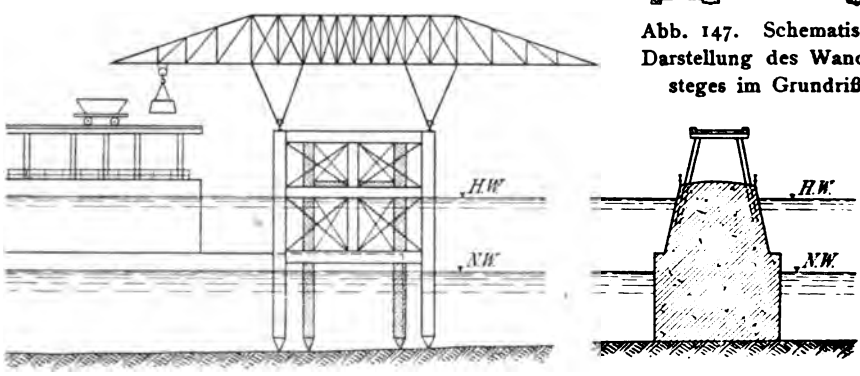


Abb. 147a. Beispiel einer Verwendung des Wandersteges in Whitby.

das bereits fertiggestellte Stück der Molen anschlossen und an den Pfählen des inneren Gerüstes befestigt wurden. Durch den Kran wurde der auf einer hölzernen, auf dem fertigen Molenstück errichteten Laufbrücke herangefahrene Beton in Kasten abgehoben und in die Formen versenkt. Die Betonschüttung wurde in dieser Weise bis 1 m über N.W. fortgesetzt und dann das ganze

Gerüst nach dem Abheben der Formen weiter vorgerückt. Von dem Auslegerkran aus erfolgte darauf die Herstellung der oberen Betonschüttung und des Laufsteges.

Zur Beseitigung des über dem Schieferton lagernden Sandes waren auf dem Gerüst verschiedene Pumpen- und Baggereinrichtungen angeordnet, die ebenso wie die Winden vom Lande aus elektrischen Antrieb erhielten. Der in Dover zu Vertiefungen des Hafenbeckens mittels Sprengungen benutzte Wandersteg war ganz ebenso wie die in Peterhead benutzten gebaut, nur wurden die Enden der Füße mit größeren Querstücken versehen, damit sie nicht in den Spalten des felsigen Bodens hängen blieben.

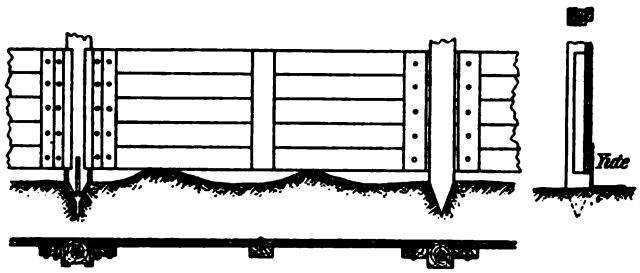


Abb. 148. Holztafeln zur Begrenzung einer Betonschüttung.

Alle diese Ausführungen haben sich einwandfrei bewährt und sehr heftigen Seegängen ohne Schaden standgehalten. Die Einrichtung muß daher als sehr nachahmenswert bezeichnet werden.

Diese Beispiele mögen genügen, um die verschiedenen Arten der bei der Errichtung von Hafenaußenwerken gebrauchten Rüstungen zu kennzeichnen. Naturgemäß müssen diejenigen für die Ausführung von Betonschüttungen nach gleichen Gesichtspunkten hergestellt werden.

Sie sind für diesen besonderen Zweck noch durch Brettertafeln zu ergänzen, von denen die Schüttungen begrenzt werden. Die Brettertafeln werden am besten so eingerichtet, daß sie nach dem Abbinden des Betons leicht entfernt und wiederholt benutzt werden können.

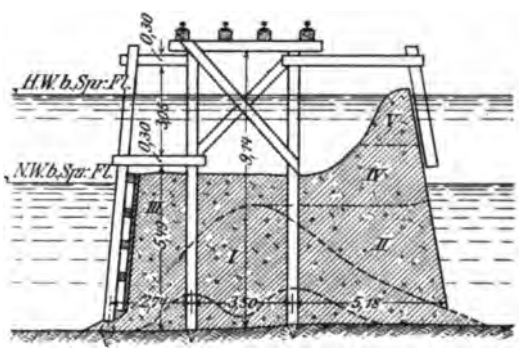


Abb. 149. Beispiel einer Betonschüttung. Hafen von Wicklow.

Ein Beispiel solcher Tafeln zeigt Abb. 148 für felsigen Boden; die Pfähle sind auf irgend eine der früher beschriebenen Weisen im Boden befestigt und besitzen Falze, in denen die Tafeln gleiten, eine weitere Führung können sie durch eiserne Haken erhalten, die hinter die Außenseite der Pfähle greifen. Zur Abdichtung der unteren Fuge kann ein Segeltuch- oder Jutestreifen, wie dies die Abbildung zeigt, Verwendung finden.

Als Beispiel für die Durchführung einer Betonschüttung sei hier diejenige von der Herstellung einer Mole in Wicklow beschrieben.[1]) Die Arbeit begann mit der Aufstellung eines Gerüstes von doppelten Pfahlreihen, das zwei Gleise

[1]) Quinette de Rochemont, Bd. I., S. 260.

trug, eins für einen Kran, das andere für das Zufahrtgleis. Die Pfähle wurden hier dadurch mit dem Boden in Verbindung gebracht, daß man sie sogleich mit Beton umschüttete (Abb. 149). Darauf wurde zunächst nach der Außenseite zu eine dritte Pfahlreihe aufgestellt und mit dem bisherigen Steg verbunden, gegen diese Pfähle wurden Tafeln gelehnt und nun die Schüttung fortgesetzt; nach dem Erhärten wurden die Tafeln in die Höhe gezogen und so fort. Dasselbe geschah dann auf der anderen Seite, so daß allmählich der Molenkörper entstand, wie er durch Abb. 29 auf S. 30 dargestellt ist.

Bei dem oben erwähnten Molenbau am Superior Entry wurden die für die unteren Teile des Bauwerks erforderlichen Formen im ganzen durch einen auf dem Gerüst fahrenden Kran abgehoben und wieder versenkt (vergl. Abb. 30 auf S. 30.[1]) Die hierbei benutzten Formen bestanden aus 4 Tafeln, die oben auf der Rüstung zusammengesetzt und mit langen Eisenstangen so verriegelt wurden, daß die Verbindung später durch Herabschrauben dieser Eisen vom Wasser aus gelöst werden konnte. Die fertig zusammengesetzten Formen wurden durch den Kran herabgelassen, mit 4 durch Schrauben verstellbaren Füßen genau eingestellt und dann ausgefüllt. Einzelheiten der Formen werden durch Abb. 150 wiedergegeben, auf der die Verriegelung und ein verstellbarer Fuß erkennbar sind.

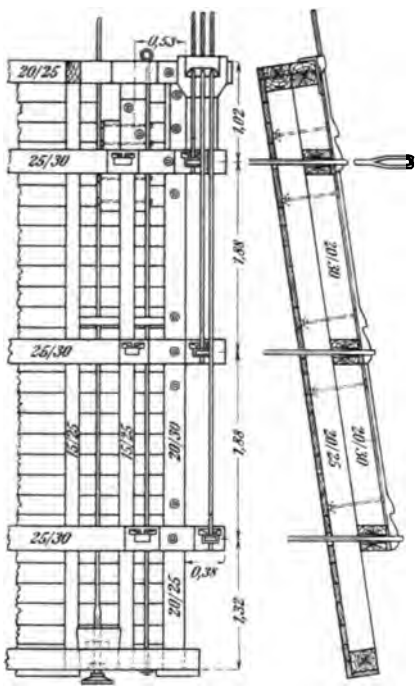


Abb. 150.
Einzelheiten der am Superior Entry benutzten Formen für die Betonschüttung.

Nach dem Erhärten des Betons wurde der Zusammenhang der 4 Tafeln gelöst, diese einzeln durch den Kran abgehoben und auf dem Gerüst erneut zusammengesetzt. Der Molenkörper wurde aus einzelnen Stücken hergestellt, die um etwas weniger als ihre Länge voneinander entfernt waren. Die Zwischenstücke wurden später unter Benutzung der Seitenwände der bisherigen Formen hergestellt. Um diese mit den Betonkörpern sicher befestigen zu können, wurden bei den zuerst angefertigten Stücken an genau bestimmten Stellen kleine Holzkasten mit eingeschüttet, in denen sich ebensolche Anker befanden, wie vorher zur Verbindung der vier Wände der Formen dienten. Über diese aus dem Beton hervorstehenden Anker wurden die Seitenwände gesetzt und mit den bereits erwähnten Verriegelungsstangen befestigt; nach Ausfüllung des Hohlraumes mit Beton wurde die Verriegelung gelöst und sowohl die Holzwände als auch die Anker entfernt.

Auch bei der in den Jahren 1900 bis 1902 ausgeführten Mole in Swakopmund wurden die Betonkörper zwischen Formen durch Schüttung hergestellt,

[1]) Engineering News vom 2. März 1905, S. 232 u. f.

die von einem über das fertige Molenstück auskragenden Gerüst in zusammengesetztem Zustande herabgesenkt wurden. Sie bestanden aus Eisen, wurden nach der Ausfüllung und Erhärtung des Betons entriegelt, in Stücken in die Höhe gewunden und erneut zusammengefügt. Die Formen hatten nur geringe Abmessungen, sie sind eingehend in der unten angegebenen Quelle beschrieben.[1])

Bei der Mole in Newhaven wurde der untere Teil aus Betonsäcken gebildet, der obere dagegen zwischen Formen geschüttet, welche die durch Abb. 151 dargestellte Anordnung zeigten.

Ein weiteres Beispiel für eine Betonschüttung zwischen eingerammten Pfählen und daran angebrachten Schaltafeln bilden die durch Abb. 28 auf S. 29 dargestellten Molen der dritten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven.[2])

Für die Versenkung des Betons kommen in erster Linie Kasten mit Bodenklappen in Betracht; sie sind durch Krane leicht zu handhaben und bis zu großen Tiefen verwendbar. Am meisten sind solche Formen in Gebrauch, die sich erst öffnen lassen oder von selbst öffnen, wenn sie den Boden berühren, damit volle Sicherheit dafür vorhanden ist, daß die Kasten nicht zu früh ge-

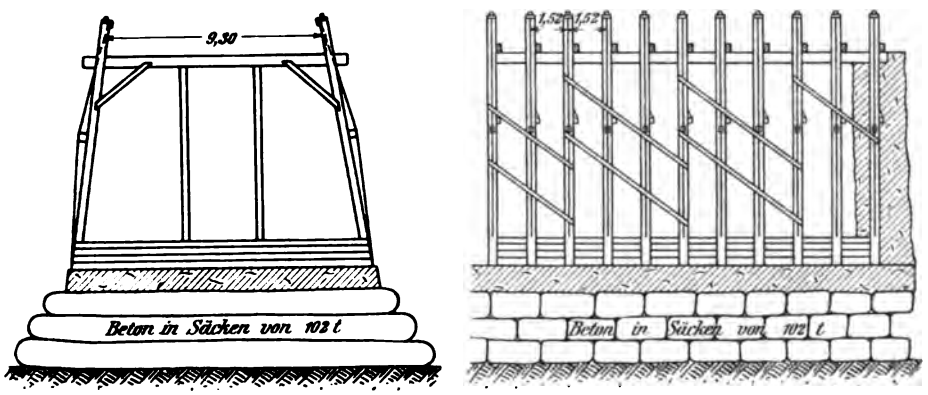


Abb. 151. Rüstungen zur Aufstellung der Formen für die Betonschüttung in Newhaven.

öffnet werden und den Beton durch das Wasser fallen lassen. Zu beachten ist ferner, daß die obere offene Seite der Kasten mit Segeltuch, das durch Eisenstäbe beschwert ist, abgedeckt wird, damit beim Eintauchen des Kastens der Beton nicht durch das Zusammenschlagen des Wassers über dem Kasten ausgespült wird.

Im übrigen unterscheiden sich die im Seebau üblichen Betonkasten nur durch ihre größeren Abmessungen von den sonst gebräuchlichen, so daß es sich hier erübrigt, näher darauf einzugehen.

An Stelle von Kasten sind mit Erfolg auch Betonsäcke zur Anwendung gelangt, wie sie durch Abb. 27 auf S. 29 dargestellt sind.

Die Verwendung von Trichtern zum Versenken des Betons ist selten am Platze, da zu ihrer Bewegung sehr standfeste Rüstungen erforderlich werden, die in der See schwer herzustellen und zu erhalten sind, und da sie ferner

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1904, S. 345 u. 669, Taf. 35.

[2]) Marine-Rundschau 1909, S. 1391.

bei größeren Tiefen sehr unhandlich werden. Bei den oben erwähnten Bauten in Swakopmund und in Wilhelmshaven haben sie allerdings Anwendung gefunden, doch sind das Ausnahmefälle.

Bezüglich der Ausführung von Betonschüttungen in der offenen See sei noch auf einige beachtenswerte Punkte hingewiesen. Besteht der Untergrund aus Fels, so muß durch Peilungen seine genaue Gestalt ermittelt werden, damit die Formen dicht anschließend hergestellt werden können. Die Oberfläche muß ferner sorgfältig von darüberlagerndem Sand und Schlick gereinigt werden. Löcher und Spalten werden zweckmäßig vor Beginn der Schüttungen mit Hilfe von Tauchern durch kleine, zu $^3/_4$ gefüllte Betonsäcke oder durch Versenken einzelner Kasten von Beton ausgefüllt; vorstehende Spitzen oder stark geneigte Stellen müssen durch Sprengungen beseitigt bezw. wagerecht abgeglichen werden.

Daß die Versenkung nur bei günstigem Wetter erfolgen darf, braucht wohl nur angedeutet zu werden, da der frisch geschüttete Beton sonst vollkommen ausgewaschen wird. Man muß daher bei der Anwendung dieses Verfahrens mit längeren Unterbrechungen durch stürmisches Wetter rechnen, wodurch die Kosten sehr gesteigert werden, da es meist schwer ist, die Arbeiter in solchen Zeiten nützlich zu beschäftigen. In dieser Hinsicht ist das Versetzen fertiger Blöcke bei weitem vorzuziehen.

Solange die Betonschüttung sich in einiger Tiefe unter N.W. befindet, ist ihr mäßiger Wellenschlag wenig schädlich. Diese Gefahr wächst umsomehr, je mehr man sich dem N.W. nähert. Selbst kleine Wellen können in der Höhe des N.W. sehr schädlich wirken, weil dieser Wasserstand während des Überganges zwischen Ebbe und Flut einige Zeit anhält. Es ist daher empfehlenswert, die Arbeit so einzuteilen, daß das Stück der Schüttung, das sich dem N.W. nähert, während es hoch von Wasser bedeckt ist, bis etwas über N.W. gefördert wird. Die Zeit, in welcher die frische Schüttung in der Höhe des N.W. der Wirkung kleiner Wellen ausgesetzt ist, geht dann schnell vorüber und ist daher weniger schädlich. Bei dem weiteren Fördern der Schüttung ist es geraten, die jeweilig fertiggestellte Schüttung gegen die Wirkung der Wellen dadurch zu schützen, daß flache handliche Steine in ihre Oberfläche gedrückt und die Fugen zwischen diesen mit einem schnell bindenden Mörtel geschlossen werden. Ist man erst einmal über M.N.W. hinüber, so hat man gewonnenes Spiel, da die Schütt- durch die Stampfarbeit ersetzt werden kann und die Abdeckung frisch ausgeführter Schichten leicht zu bewerkstelligen ist. Um Risse zu vermeiden, muß die Herstellung zusammenhängender Betonkörper in Stücken von 5 bis 6 m Länge erfolgen, die durch lotrechte Fugen begrenzt sind. Daß die Betonmischung wegen der unvermeidlichen Verluste besonders fett angesetzt werden muß, sei nochmals hervorgehoben.

Bei der Anwendung von Betonsäcken wird durch die Umhüllung des Betons mit starker Jute oder Kanevas ein gewisser Schutz gegen die Wirkung bewegten Wassers erzielt, so daß die Aufstellung von Schutzwänden und die Abdeckung frischer Schüttungen in Fortfall kommen kann. Das Hauptanwendungsgebiet der Betonsäcke wird die Abgleichung unregelmäßigen Felsgrundes sein, auch hat man sie mehrfach zur Befestigung des Vorgrundes vor

einem steilen Hafenbauwerk (vergl. Abb. 41 auf S. 38 von der Südmole von Aberdeen) und zur Abdeckung und Belastung von Steinschüttungen benutzt (vergl. Abb. 47 auf S. 43 von den Molen in Scheveningen).

Neben dem Schutz des Betons besteht ein großer Vorzug der Betonsäcke darin, daß sie sich dem Untergrunde leicht anschmiegen; man kann mit ihnen in einfacher Weise den Unterbau für Wellenbrecher und Molen bilden (vergl. die Beispiele auf S. 31 bis 33).

Die Größe der zur Verwendung gelangten Säcke ist sehr verschieden, von den kleinen Zementsäcken an mit etwa 50 kg Fassungsvermögen bis zum Gewicht von 100 t sind mannigfaltige Abstufungen vorgekommen. Am häufigsten jedoch sind Größen von 5 bis 20 t, da sie durch die üblichen Krane leicht gehandhabt und mit Hilfe von Tauchern sorgfältig versetzt werden können.

Kleine Säcke werden bisweilen in einfachster Weise von Fahrzeugen oder Gerüsten aus verstürzt, wie es z. B. bei der Ausfüllung der auf S. 98 erwähnten und durch Abb. 121 dargestellten Molenköpfe von Stolpmünde geschehen ist.[1]) Die hier verwendeten alten Kaffee- und Zuckersäcke wurden zu $^2/_3$ mit einer erdfeuchten Mischung, bestehend aus 1 Teil Zement und 4 Teilen Strandkies, gefüllt und mit Hilfe von Prahmen und Kippwagen an die Verwendungsstelle geschafft; im ganzen wurden 40 200 Säcke gebraucht. Wie spätere Untersuchungen zeigten, war eine gut zusammenhängende Betonmasse erzielt worden.

Das einfache Verstürzen der Säcke war in diesem Falle möglich, weil durch die vorher versenkten eisernen Mäntel eine sichere Begrenzung der Schüttung gegeben war.

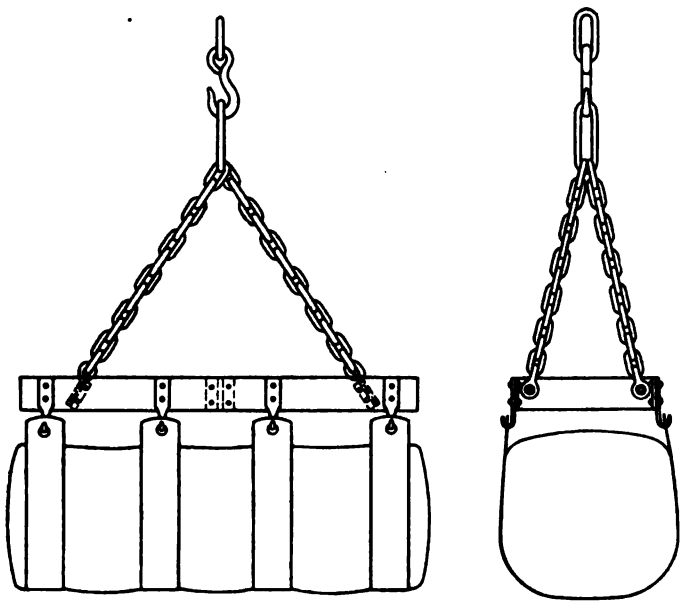
Wo derartige Umgrenzungen nicht vorliegen und bestimmt geformte Betonkörper hergestellt werden sollen, ist Zuhilfenahme von Tauchern für das Verlegen der Säcke anzuraten.

Für die Versenkung größerer Säcke werden gewöhnlich eiserne Kasten mit Bodenklappen benutzt, in denen gleichzeitig die Herstellung der Säcke in der Weise erfolgt, daß die Jute in ihnen ausgebreitet und nach Einfüllung des Betons zusammengeschlagen und zusammengenäht wird. Die Anwendung derartiger Kasten gewährt den Vorteil, daß man die Säcke so dicht über den Boden mit Hilfe eines Kranes herablassen kann, daß die Klappen eben noch genügend Raum finden; auf diese Weise wird der Weg, den die Säcke durch das Wasser zu fallen haben, auf das unbedingt Erforderliche eingeschränkt. Nimmt man ferner Taucher zu Hilfe, die dafür sorgen, daß jeder Sack dicht neben den vorhergehenden kommt, so kann eine recht genaue Arbeit geleistet werden.

Ein sehr empfehlenswertes Verfahren zur Versenkung von Betonsäcken ist von Shield angegeben worden. Wie Abb. 152 zeigt, werden die Säcke nach diesem Vorschlage mit Gurten an einem eisernen Rahmen angehängt, der mit Ketten an dem Kranhaken befestigt ist. Die Herstellung der Säcke erfolgt in Holzkasten mit beweglichen niederklappbaren Seitenwänden, in die zunächst die Gurte, dann die Jute gelegt wird; nach der Anfüllung des Kastens mit

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1902, S. 537, Taf. 71.

Beton wird er zugenäht, die Seitenwände werden niedergelegt, die Gurte an den Haken des Rahmens gehängt und der Sack durch den Kran aufgehoben. Bei dieser Herstellungsart behalten die Säcke in guter Weise ihre rechteckige Gestalt und gestatten dem Taucher die Ausführung sehr dichter Betonkörper. Nach dem Niederlassen eines Sackes werden die Gurte von dem Haken entfernt und der Rahmen aufgewunden; die Gurte werden, soweit sie frei sind, abgeschnitten, im übrigen bleiben sie unter und zwischen den Säcken liegen, um durch etwaiges Hervorzerren nicht den Beton im Abbinden zu stören.



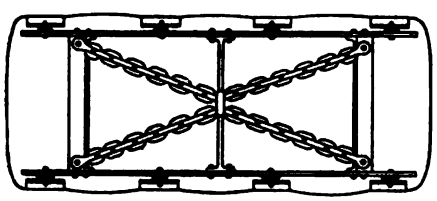


Abb. 152. Gehänge zum Versenken von Betonsäcken.

Säcke sehr großer Abmessungen werden durch besondere Schiffsgefäße mit Bodenklappen versenkt. Die Einrichtung eines derartigen Fahrzeuges zeigt Abb. 153, in der Mitte des Schiffes ist, ähnlich wie bei Baggerprahmen, ein der Größe des Sackes angepaßter Schacht vorgesehen, dessen Boden aus zwei Klappen mit wagerechter Achse besteht. In dem Schacht werden die Säcke ebenso wie in den Kasten hergestellt, angefüllt und geschlossen. Der Prahm wird darauf genau über der Versenkstelle verankert und der Sack durch gleichzeitiges Öffnen der Bodenklappen versenkt. Wesentlich ist bei diesem Verfahren, daß die Versenkung bei möglichst niedrigem Wasserstande erfolgt, damit der Weg durch das Wasser für den Sack recht kurz wird.

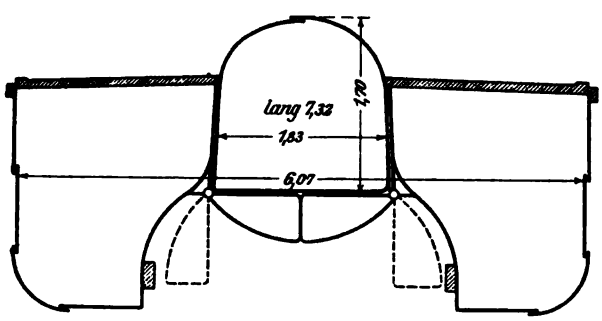


Abb. 153. Prahm mit Bodenklappen zum Versenken von großen Betonsäcken.

Bei derartig großen Säcken ist eine genaue Arbeit schwer möglich; soll

ein dichter Schluß zwischen den einzelnen Säcken hergestellt werden, so müssen entstandene Zwischenräume noch durch Taucher mit kleinen Säcken oder mit Beton, der in Kasten herabgelassen wird, nachträglich ausgefüllt werden.

Bei allen Säcken ist es erforderlich, die Fallhöhe so gering wie möglich zu gestalten und ferner die Säcke nicht ganz zu füllen, damit sie beim Aufstoßen auf den Boden nicht platzen. Für die Betonmischungen kann ein Verhältnis von 1 Teil Zement zu 4 bis 5 Teilen Sand mit Kies oder gebrochenen Steinen empfohlen werden.

Künstliche Blöcke werden entweder aus Mauerwerk oder aus Beton hergestellt. Die gemauerten Blöcke werden auf sorgfältig geebneten Werkplätzen wie jedes andere Mauerwerk ausgeführt; sollen die Blöcke später im Verbande versetzt werden, so muß der Genauigkeit der Form und der Ebenheit der Seitenflächen große Sorgfalt zugewandt werden; werden sie nur verstürzt, so kommt es auf die Beschaffenheit der Außenflächen weniger an. Wichtig ist aber bei gemauerten Blöcken in jedem Fall, daß die äußeren Steine gut in den Block eingebunden werden, damit schalenartige Ablösungen nicht eintreten können.

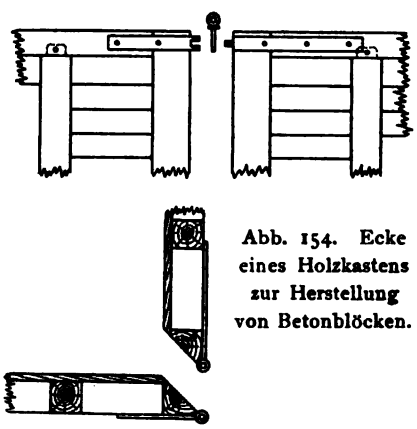


Abb. 154. Ecke eines Holzkastens zur Herstellung von Betonblöcken.

Blöcke aus Beton werden in hölzernen oder eisernen Formen hergestellt, welche so eingerichtet werden, daß sie einige Tage nach der Ausfüllung leicht abgehoben und zur Herstellung weiterer Blöcke benutzt werden können. Blöcke, die nur verstürzt werden, können auch schwach pyramidenförmig gestaltet werden, damit die Form sich mit Hilfe eines Laufkranes im ganzen abheben und für die Herstellung neuer Blöcke sofort wieder verwenden läßt. Die Ecke einer aus Holz gebildeten Form zeigt Abb. 154. Sie besteht aus einem Rahmenwerk von vierkantigen Hölzern, 15 bis 20 cm stark, die an der Innenseite mit glatten Bohlen von etwa 5 cm Stärke bekleidet sind. Die Eckpfosten sind auf Gehrung geschnitten und mit Bändern versehen, die in kreisförmigen Ösen endigen. Durch diese Ösen gesteckte Bolzen gestatten eine leichte Zusammenfügung der vier Seitenwände und ebenso später das Auseinandernehmen.

Über die den Blöcken zu gebende Gestalt und Abmessungen sind bereits auf S. 34 Angaben gemacht; sie muß im übrigen dem jeweiligen Bedürfnis angepaßt werden. Die in den Blöcken erforderlichen Hohlräume oder Aussparungen für das spätere Aufheben werden durch eingestampfte, nachher zu entfernende Holzstücke hergestellt.

Die Anfertigung der Blöcke erfolgt auf Lagerplätzen in langgestreckten Reihen, auf denen sie 1 bis 3 Monate nach der Herstellung verbleiben müssen, um vollkommen zu erhärten. Die Erfahrung hat gelehrt und die in Band I, S. 237 erwähnten Sylter Versuche haben bestätigt, daß Betonblöcke im Seewasser um so widerstandsfähiger sind, je länger sie vorher an der Luft liegen konnten;

es empfiehlt sich daher, die Arbeiten so anzuordnen, daß dafür ausreichend Zeit zur Verfügung steht. Sollte in einzelnen Fällen der vorhandene Platz nicht ausreichen, so läßt sich durch Aufeinandersetzen der 14 Tage bis 4 Wochen alten Blöcke Abhilfe schaffen.

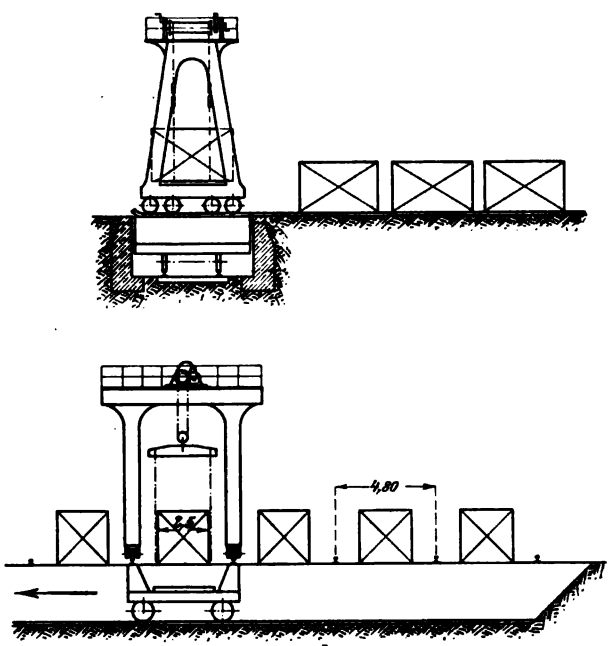


Abb. 155.
Blocklagerplatz mit fahrbarem Kran und Blockwagen.

Bei der Festsetzung der Lagerungsdauer muß auch die Jahreszeit berücksichtigt werden, insofern als Beton bei warmem Wetter schneller erhärtet als bei kaltem.

Die Anordnung der Blockreihen auf den Lagerplätzen im einzelnen hängt von den zur Bewegung der Blöcke zur Verfügung stehenden oder zu beschaffenden Maschinen ab.

Letztere bestehen zunächst, d. h. soweit die Bewegung der Blöcke auf und vom Lagerplatz in Betracht kommt, in einem fahrbaren Kran von solcher Tragfähigkeit, daß er für das Aufheben der Blöcke ausreicht. Dieser Kran fährt die angehobenen Blöcke in der Regel bis an das Ende einer Blockreihe und setzt sie hier auf einen kleinen Wagen zur weiteren Beförderung ab. Je nachdem nun dieser Laufkran, der die Form eines Portals besitzt, über eine oder mehrere Blockreihen hinübergreift, erfolgt die Anordnung der Gleise auf dem Lagerplatze, so zeigt z. B. Abb. 155 die Gestaltung eines Lagerplatzes mit je einer Schiene zwischen den Blockreihen, Abb. 156 die Anordnung eines Platzes, bei dem der Laufkran über vier Blockreihen hinweggreift.

Die Übergabe der Blöcke an die kleinen Wagen kann z. B. in der Weise erfolgen, wie es Abb. 155 zeigt, wo vor dem Blocklagerplatz ein vertieftes Gleis angelegt ist, das beiderseitig durch kleine Stützmauern begrenzt wird. Die kleinen Wagen sind vorn und hinten mit Aufbauten versehen, die Schienen-

stücke tragen, die genau in den Raum zwischen den beiden Futtermauern hineinpassen und ebenso hoch liegen wie diejenigen des Lagerplatzes. Fährt daher ein solcher Wagen vor ein Gleis des Lagerplatzes und wird er so festgestellt, daß die Lage der Schienen genau übereinstimmt, so kann nun der den Block tragende Laufkran auf den kleinen Wagen hinauffahren, ihn absetzen und dann wieder zurückkehren, einen anderen Block holen usw. Bemerkt sei noch, daß der kleine Wagen auch dazu benutzt wird, um den Laufkran auf ein anderes Gleis, das eine andere Blockreihe umschließt, überzuführen.

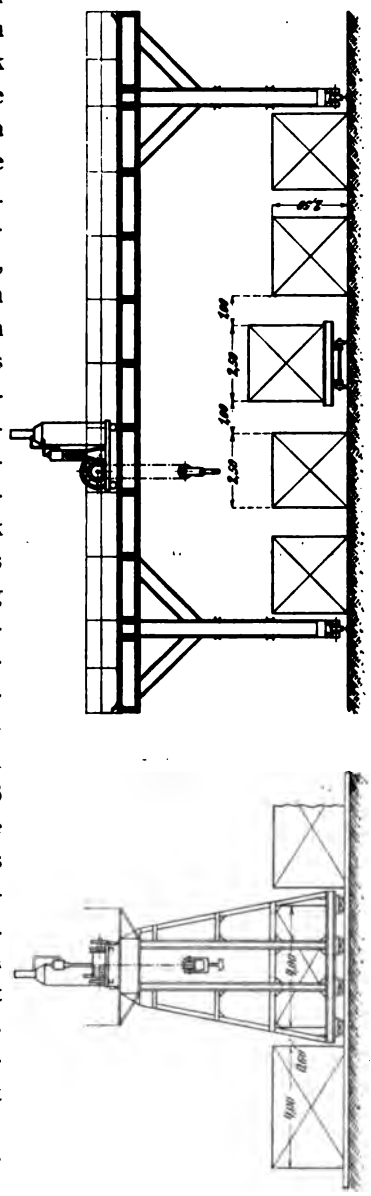


Abb. 156. Blocklagerplatz mit fahrbarem Kran über vier Blockreihen und einem Gleis.

Wird gemäß Abb. 156 ein Laufkran verwendet, der mehrere Blockreihen überspannt, so kann die Anordnung auch so getroffen werden, daß ein Gleis mit unter den Laufkran geführt wird, so daß das Herübersetzen eines Blockes auf einen kleinen Wagen in der einfachen Weise vor sich geht, daß die Laufkatze des großen Laufkranes einen Block anhebt, sich seitlich bis über den bereitstehenden Wagen bewegt und den Block absetzt. Die schwerfälligen Bewegungen des großen Kranes werden durch diese Anordnung bedeutend eingeschränkt, allerdings geht dadurch der Platz für eine Blockreihe verloren. Die Anordnung kann man bei Anlage mehrerer Blockreihengruppen noch dadurch verbessern, daß man den großen Laufkran mit Kragarmen versieht, so daß das Beförderungsgleis außerhalb der Füße des Laufkranes angelegt werden kann; es kann dann, wie Abb. 157 zeigt, ein Beförderungsgleis für 10 Blockreihen benutzt werden. Naturgemäß kann der große Laufkran auch für die übrigen Blockreihengruppen verwendet werden, wenn man am Ende des Lagerplatzes eine Art Schiebebühne vorsieht, mit der derselbe auf die Nachbargruppe übergeführt werden kann.

Die durch Abb. 156 u. 157 dargestellte Anordnung mit einem Zuführungsgleis unter oder neben dem großen Laufkran hat ferner den Vorteil, daß das Gleis gleichzeitig für die Herstellung der Blöcke Verwendung finden kann, indem auf dem Beförderungsgleis Beton in Wagen herangeführt wird, die abnehmbare Kasten mit Bodenklappen besitzen. Mit Hilfe der Laufkatze des großen Kranes werden dann die Kasten von dem Untergestell abgehoben und

ihr Inhalt in die Form entleert. Nach dem Zurücksetzen des Kastens wird der Zug mit den Betonwagen durch die Maschinen um eine Wagenlänge weitergedrückt, der nächste Kasten abgehoben usw. Schließlich kann der Laufkran nach dem Erhärten der Blöcke auch zum Abheben und Wiederaufstellen der Formen benutzt werden.

Die bei dem letzten Verfahren gebrauchten Blockwagen können naturgemäß einfacher gebaut werden, da sie die oben beschriebenen Schienenstücke, auf die der Laufkran zur Abgabe eines Blockes hinauffährt, nicht zu erhalten

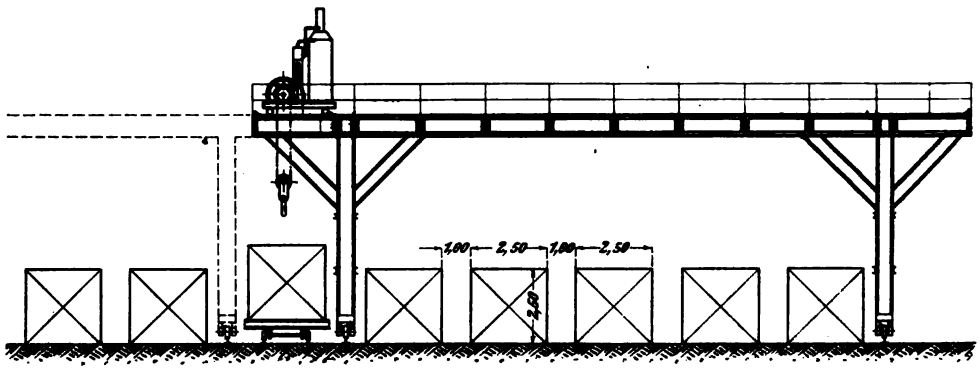


Abb. 157.
Blocklagerplatz mit fahrbarem Auslegerkran über fünf Blockreihen und seitlich liegendem Gleis.

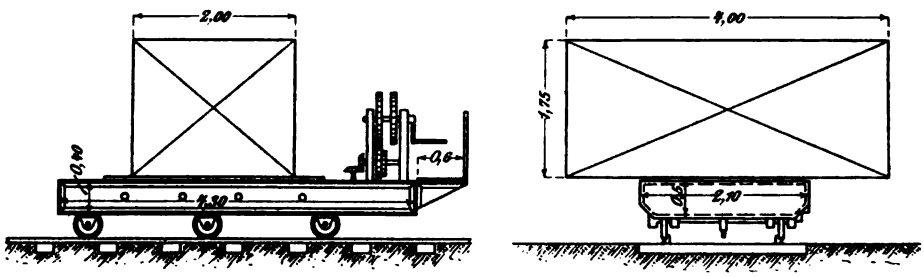


Abb. 158. Blockwagen mit eigener Antriebsvorrichtung.

brauchen. Ein Beispiel eines einfachen Wagens mit 6 Rädern und einer eigenen Antriebvorrichtung zeigt Abb. 158.

Auf die maschinellen Einrichtungen der Krane und Wagen soll hier nicht näher eingegangen werden, da ihre Herstellung bei den hohen Anforderungen, die an sie in bezug auf Leistungsfähigkeit und Vollkommenheit gestellt werden, nur durch Sonderfabriken erfolgen kann, so daß dem Hafeningenieur nur die Aufstellung des Programms verbleibt. Es sei nur kurz erwähnt, daß bei den Laufkranen sowohl für das Aufheben der Blöcke, als auch für die Fortbewegung bei den älteren Ausführungen Handwinden Anwendung gefunden haben, später traten dann Dampfwinden mit Wasserdruckhebezeugen an deren Stelle; in heutiger Zeit findet am meisten die elektrische Kraft Verwendung, da sie den Verwendungsstellen am leichtesten zugeführt werden kann, einfach zu bedienen und gewöhnlich bei Hafenbaustellen für Beleuchtungszwecke schon vorhanden ist.

Die weitere Beförderung der Blöcke nach der Verwendungsstelle hängt eng mit der Gesamtanordnung des Bauvorgangs zusammen. Am einfachsten wird sie, wenn für den Bau der Hafenaußenwerke feste Gerüste hergestellt worden sind oder wenn das Vorstrecken des Baues vom Lande aus erfolgt. Die Blöcke werden dann durch die kleinen Wagen unmittelbar bis an die Verwendungsstelle gebracht und durch einen dort befindlichen großen Kran, wie sie weiter hinten beschrieben werden, vom Wagen abgehoben und versetzt bezw. verstürzt.

Ist die Baustelle auf dem Landwege aber nicht zu erreichen, so werden für die weitere Beförderung schwimmende Gefäße zu Hilfe genommen. An der Übergangsstelle zwischen beiden Beförderungsarten müssen dann Umladeeinrichtungen geschaffen werden, wie sie nachstehend angedeutet sind.

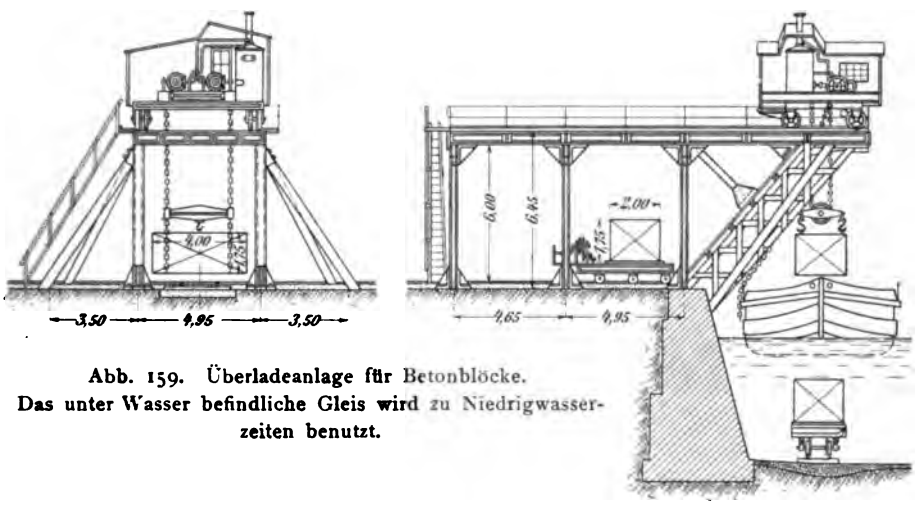


Abb. 159. Überladeanlage für Betonblöcke.
Das unter Wasser befindliche Gleis wird zu Niedrigwasserzeiten benutzt.

Diese Vorrichtungen können aus einem feststehenden Kran bestehen (Abb. 159), der so weit nach dem Wasser zu überkragt, daß die Gefäße für die Blockbeförderung herunterfahren können. Auf dem Gerüst bewegt sich eine Laufkatze, die die Blöcke von den kleinen Wagen abhebt und auf die Prahme hinübersetzt.

Eine andere Anordnung stellt Abb. 160 dar, bei der die Blöcke mit ihren Untergestellen auf einer Art Helling so tief in das Wasser hinabgelassen werden, daß das Beförderungsfahrzeug hinüberfahren kann. Nach dem Festmachen des Blockes erfolgt bei weiterem Steigen des Wassers das Abheben von dem Untergestell, so daß das Fahrzeug mit dem Block fortgefahren werden kann Bei der in der Abbildung dargestellten, aus dem Hafen von Boulogne stammenden Einrichtung hat der aus Holzbalken mit Mauerwerksunterlage bestehende Helling 115 m Länge und eine Neigung von $1 : 16^{2}/_{3}$.[1])

Die Blöcke werden auf kleinen Gleitschlitten mit wagerechter Oberfläche angefertigt, die durch eine endlose Kette miteinander verbunden sind und mit einer vor dem Helling stehenden Dampfwinde allmählich hinabgelassen werden können. Im ganzen haben 28 bis 30 Blöcke auf der Anlage Platz.

[1]) Quinette de Rochemont I, S. 247.

Wie Abb. 161 zeigt, kann auch ein besonderer Ablaufwagen zur Anwendung kommen, auf den die kleinen Blockwagen auflaufen und festgestellt werden. Mit Hilfe einer maschinell angetriebenen Winde läßt sich dann der

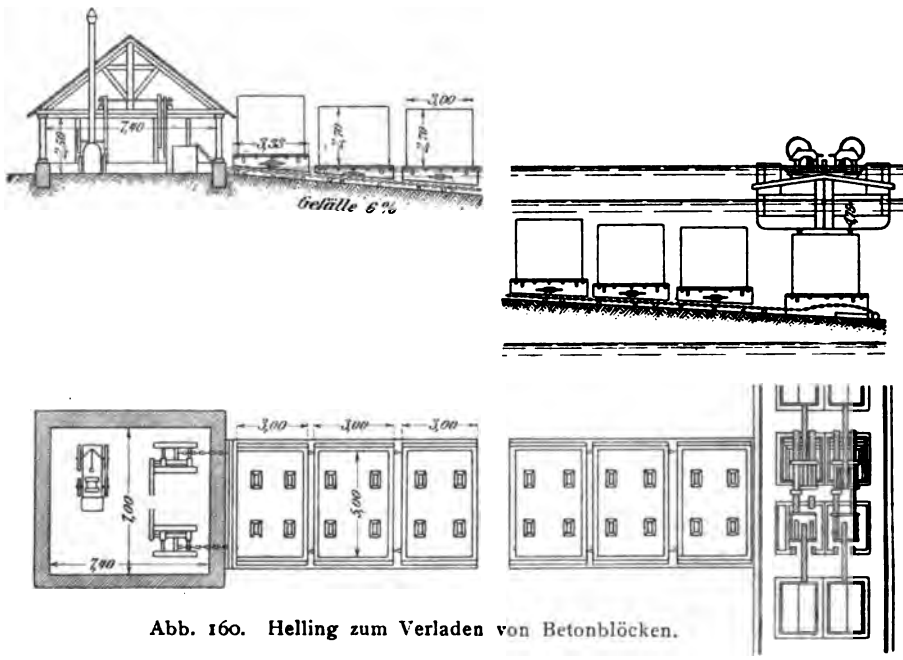


Abb. 160. Helling zum Verladen von Betonblöcken.

Ablaufwagen soweit wie erforderlich ins Wasser hinablassen, bis ihn die gleichfalls dargestellte, aus zwei durch Querbalken verbundenen Prahmen bestehende Vorrichtung abhebt.

Im allgemeinen dürfte jedoch eine Krananlage vorzuziehen sein, da sie im Betrieb unabhängiger von Flut und Ebbe ist.

Wie die geschilderten Umladeeinrichtungen sehr verschiedenartig gestaltet werden können, so ist es auch mit den Fahrzeugen zur weiteren Beförderung

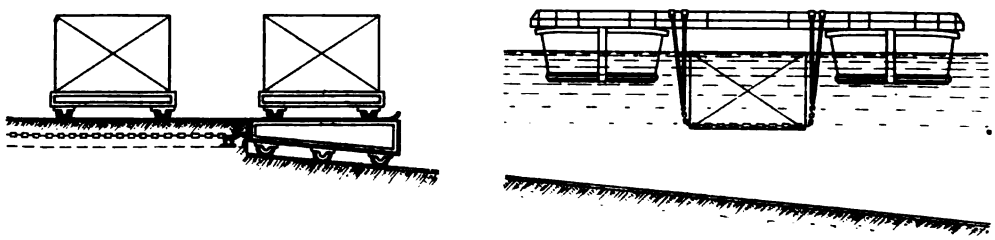


Abb. 161. Verladen von Betonblöcken mit besonderen Hellingwagen.

der Blöcke der Fall. Die Fahrzeuge können die Blöcke entweder auf dem Deck, im Raum oder unter dem Boden aufnehmen. Sie können schließlich auch nur aus Schwimmern bestehen, an denen die Blöcke aufgehängt sind. Entscheidend für die Art und Einrichtung der anzuwendenden Schiffsgefäße wird sein, ob die Blöcke von den Fahrzeugen unmittelbar versenkt oder verstürzt werden sollen oder ob die Fahrzeuge nur zur Beförderung dienen und die

Blöcke von ihnen zum Einbau in das Werk wieder abgehoben werden. In diesem Falle kann jeder genügend tragfähige Prahm benutzt werden, auf dessen Deck oder Boden die Blöcke zu einem oder mehreren aufgesetzt werden, bis der Baukran sie wieder heraushebt.

Bisweilen werden auch Blöcke, die verstürzt werden sollen, auf dem Deck eines Prahmes in geneigter Lage auf einem Untergestell so gelagert, daß sie noch nicht gleiten (Abb. 162). Wird dann einer der Blöcke mit Hilfe von Hebeln oder Winden verschoben, so neigt sich der Prahm, alle Blöcke kommen ins Gleiten und stürzen herab Die Anwendung einer solchen einfachen Vorrichtung setzt allerdings ruhiges Wasser voraus, auch schließt sie Unfälle nicht aus; sicherer sind die nachstehend beschriebenen Einrichtungen.

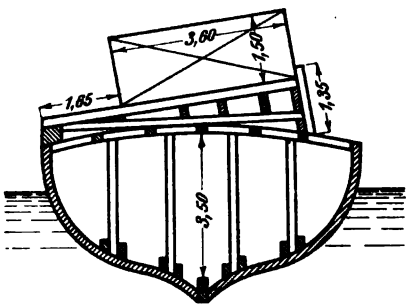


Abb. 162.
Prahm zum Verstürzen von Betonblöcken.

Eine besondere, sehr zweckmäßige Einrichtung haben die bei dem Bau des Wellenbrechers in Barcelona zum regellosen Verstürzen von $5 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}8$ m großen, 80 t schweren Betonblöcken benutzten Prahme erhalten.[1])

Wie Abb. 163 erkennen läßt, sind auf dem Deck 7 Reihen von hölzernen, mit einem Eisenringe überzogenen Rollen in geneigter Lage angeordnet, auf

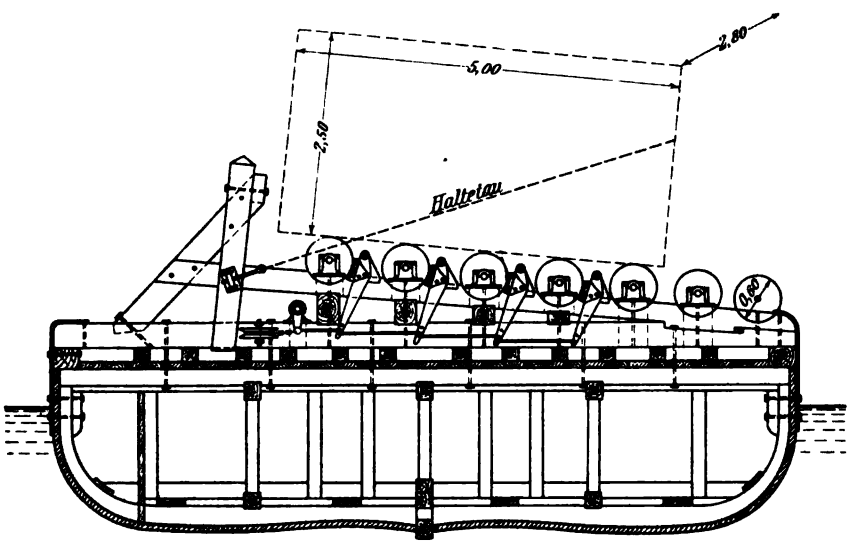


Abb. 163. In Barcelona verwendeter Prahm zum Verstürzen von Betonblöcken.

denen der zu verstürzende Block ruht und durch ein Haltetau befestigt wird. Die Neigung der Rollenoberkante beträgt 1 : 14,3, ihr Durchmesser 0,60 m. Die vier oberen Rollen werden mit Bremsklötzen, die durch Hebel, Verbindungsstangen usw. von einer Winde aus angezogen bezw. gelöst werden können, ver-

[1]) Nouvelles Annales de la construction, Februar 1909, S. 26.

sehen, so daß der Block auch nach dem Entfernen des Haltetaues noch nicht abgleiten kann. Ist dagegen der Prahm an der Bestimmungsstelle verankert, so wird die Bremsung gelöst, die gebremsten Rollen werden frei, und der Block gleitet hinab.

In Barcelona wurden zwei verschiedene Prahme benutzt, der eine ließ die Blöcke wie in der Abbildung gezeigt, breitseitig ablaufen, der andere dagegen über das Heck. Beide sollen sich sehr gut bewährt haben und erscheinen daher nachahmenswert.

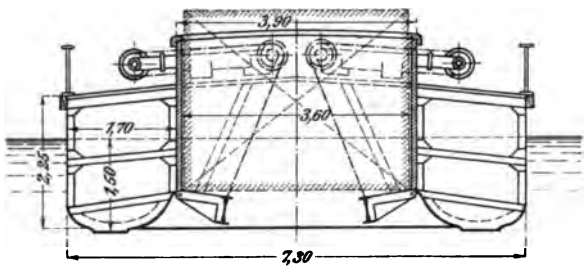


Abb. 164.
Prahm mit Bodenklappen und hydraulischen Winden zum Versenken von Betonblöcken.

Für das unmittelbare Versenken der Blöcke von dem Beförderungsgefäß aus können Prahme Verwendung finden, die, ähnlich wie Baggerprahme, mit Bodenklappen versehen sind. Diese werden durch Ketten geschlossen gehalten und tragen so den Block; werden die Klappen plötzlich geöffnet, so schlagen sie nach unten durch und geben den Block frei. Einen solchen Prahm zeigt Abb. 164 im Querschnitt.[1]) Bei demselben werden die Klappen durch Ketten gehalten, die nach vier Zylindern mit Druckwasser führen. Das Druckwasser wird durch eine Handpumpe geliefert. Die Einrichtung ist nun so getroffen, daß die Ketten während des Beladens und der Fahrt durch Sperrklinken festgehalten werden; sollen die Blöcke versenkt werden, von denen zwei von 30 bis 50 cbm Inhalt in je einem Schacht von dem Prahm getragen werden, so werden durch vier Mann die Preßpumpen in Tätigkeit gesetzt, dadurch

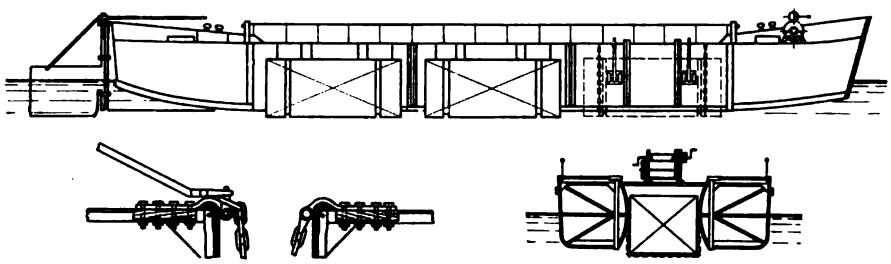


Abb. 165. Prahm für drei Betonblöcke, Einzelheiten der Befestigung der Halteketten.

geraten die Ketten in Spannung, so daß die Sperrklinken leicht ausgelöst werden können und die Ketten nur noch von den Druckwasserkolben gehalten werden; läßt man nun durch Öffnen eines Hahnes das Druckwasser austreten, so werden die Ketten frei, und die Blöcke gleiten hinab.

An Stelle der Bodenklappen können auch Ketten Verwendung finden, die unter dem Block durchgeführt und durch Sperrklinken gehalten werden, wie Abb. 165 zeigt. Werden die Sperrklinken gleichzeitig gelöst, so gleiten die Blöcke hinab.

[1]) Quinette de Rochemont, S. 249.

An einigen Orten hat man auch zwei Gefäße durch Querbalken miteinander verbunden und die Blöcke zwischen den Fahrzeugen an den Balken mit Ketten aufgehängt, wie es Abb. 166 erläutert. Mit einer solchen Vorrichtung können die Blöcke, die sich auf einer bei Flut unter Wasser kommenden Fläche befinden, mit Hilfe des steigenden Wassers abgehoben werden (vergl. auch Abb. 161).

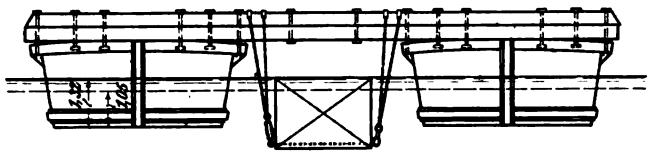


Abb. 166.
Gekuppelte Prahme zur Versenkung von Betonblöcken.

In Algier sind an Stelle der Prahme zwei durch Balken verbundene Holzzylinder von 2,5 m Durchmesser und 5 m Länge verwendet worden (Abb. 167).

Zum Versetzen der Blöcke in regelmäßigen Schichten werden fahrbare oder schwimmende Krane benutzt; erstere bewegen sich entweder auf festen Gerüsten, wie z. B. Dover, an der Tynemündung, oder laufen auf dem bereits fertiggestellten Teil des Bauwerks, wie in Sunderland (Abb. 35 u 36); letztere schwimmen frei im Wasser und werden in allen übrigen Fällen verwendet.

Die auf festen Rüstungen benutzten Krane haben in der Regel die Form großer Portalkrane, die die beiden das Bauwerk begleitenden Rüstungen überspannen und oben einen Laufwagen mit sehr leistungsfähigen Winden besitzen. Solche Krane wurden z. B. am Tyne (Abb. 143) zu dreien hintereinander verwendet. Sie gestatten, durch die Bewegungsmöglichkeit in zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen jeden zu ihren Füßen gelegenen Ort zu erreichen, und ermöglichen ein sehr genaues Arbeiten.

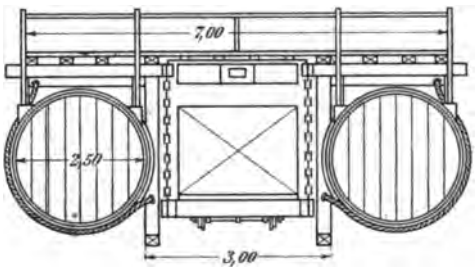


Abb. 167. Gekuppelte Holzzylinder zur Beförderung von Betonblöcken.

Abb. 168 zeigt die Anordnung eines derartigen Kranes genauer, der eine Spannweite von 21,34 m hat; der Antrieb der Laufwinde sowohl als auch des ganzen Kranes erfolgt durch die auf den Laufwagen befindlichen Dampfmaschinen.

Ähnliche Laufkrane wurden auch in Dover in verschiedenen Ausführungen zum Versetzen der Blöcke und zur Handhabung der kleinen Taucherglocken benutzt.

Mit der Anwendung von Gerüsten und Laufkranen ist, abgesehen von der Möglichkeit häufiger und größerer Beschädigungen durch Seegang, der Übelstand verbunden, daß ihr Wirkungsbereich auf den zwischen ihren Füßen belegenen Teil der Bauwerke beschränkt ist; diesen Nachteil vermeiden die großen Auslegerkrane, die in neuerer Zeit unter dem Namen Titan oder Goliath bis zu immer größeren Reichweiten und Tragfähigkeiten ausgeführt worden sind. Je nach den besonderen Aufgaben sind sie vollkommen oder

nur in gewissem Maße drehbar. In ersterem Falle ermöglichen sie, nicht nur weit vorauszugreifen für den Vortrieb des Bauwerks, sondern sie bestreichen auch beide Seiten desselben, so daß die für den Schutz der Böschungen benötigten Blöcke von ihnen leicht versetzt werden können.

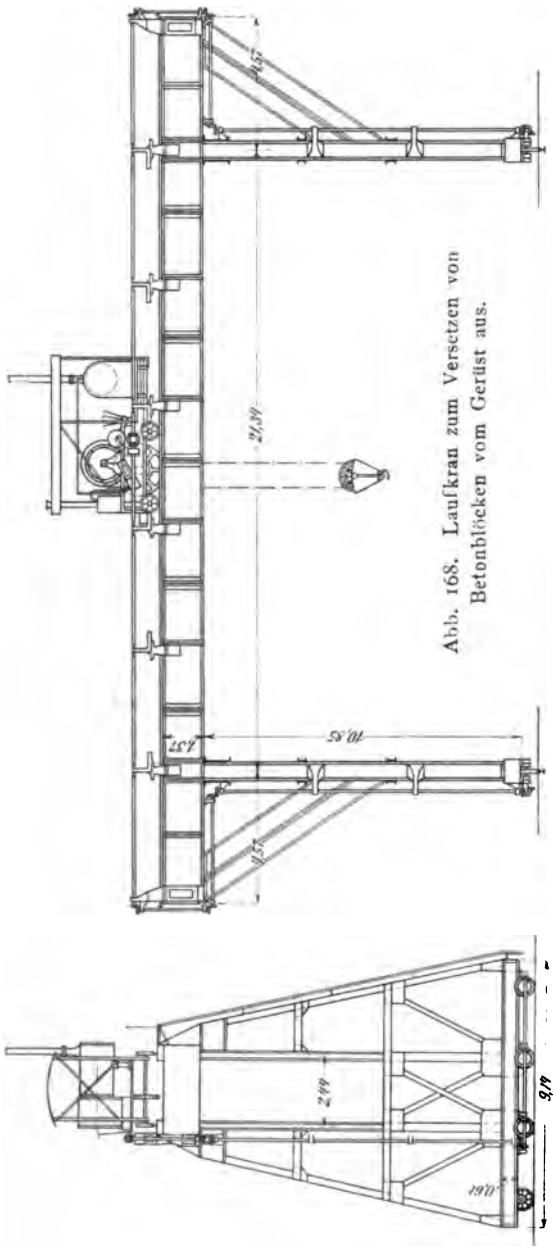


Abb. 168. Laufkran zum Versetzen von Betonblöcken vom Gerüst aus.

Der Unterbau dieser Titane ist fahrbar und portalartig ausgebildet, so daß die kleinen Blockbeförderungswagen unter ihnen hindurchfahren und die Blöcke von den Laufwinden des oberen Teiles aufgehoben werden können (vergl. auch Abb 35 u. 36 auf S. 32 u. 33).

Die auf jeder Seite in größerer Zahl angeordneten Laufräder bewegen sich auf zwei Schienen, die meist gleich hoch liegen; bisweilen ist jedoch eine Schiene auf der höher gelegenen Brustmauer angeordnet, so daß der Unterbau eine unsymmetrische einhüftige Gestalt erhält (Abb. 169). Auf dem Unterbau ist der Ausleger meist mit einem Rollenkranz gelagert, so daß er mehr oder weniger herumgeschwenkt werden kann. Der obere Teil besteht entweder aus zwei nach beiden Seiten auskragenden, kräftigen Gitterträgern, die auf dem Rollenkranz gelagert sind und auf ihrer Oberseite die Schienen für die Laufwinden tragen, oder sie sind nach Art der Hängebrücken ausgebildet, indem von einem auf dem Rollenkran zerrichteten eisernen Portal schwächere, die Schienen tragende Balken durch Hängeseile unterstützt werden. Abb. 169 zeigt einen Kran der ersten Art in den Grundzügen, Abb. 170 einen solchen der zweiten Form. Bei allen diesen Kranen ist in der Regel der eine Arm kürzer und mit einem Gegengewicht, zu dem in den meisten Fällen auch die Maschinenanlage mit herangezogen wird, ausgestattet. Die meisten derartigen

Vorrichtungen werden durch Dampf betrieben. in neuerer Zeit hat auch die elektrische Kraft hierbei Verwendung gefunden, wie z. B. bei dem in Zeebrügge benutzten Titan. Bei den Dampfmaschinenanlagen werden häufig auch noch Druckwasserzylinder für die größeren Kraftäußerungen vorgesehen, man kann dann mit einer viel kleineren Maschine auskommen, indem diese in den unvermeidlichen Arbeitspausen Kraft aufspeichert und so wirtschaftlich besser aus-

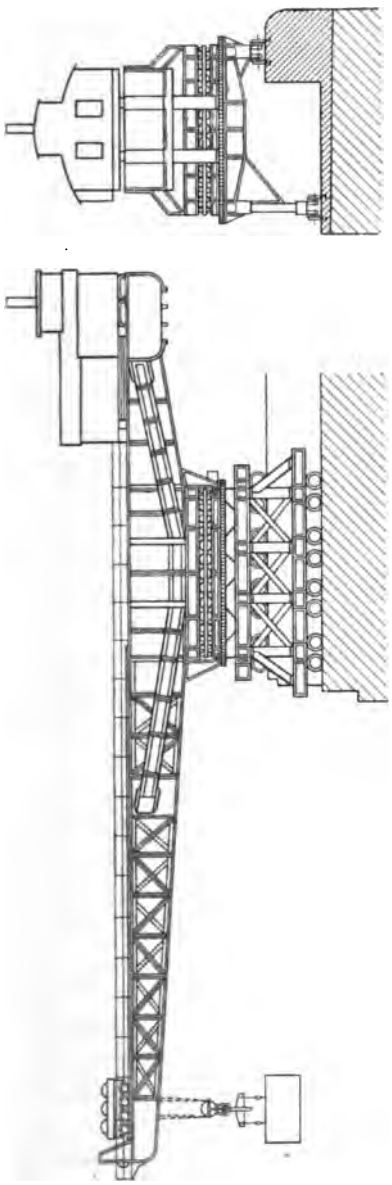


Abb. 169. Auslegerkran mit Kragarmen.

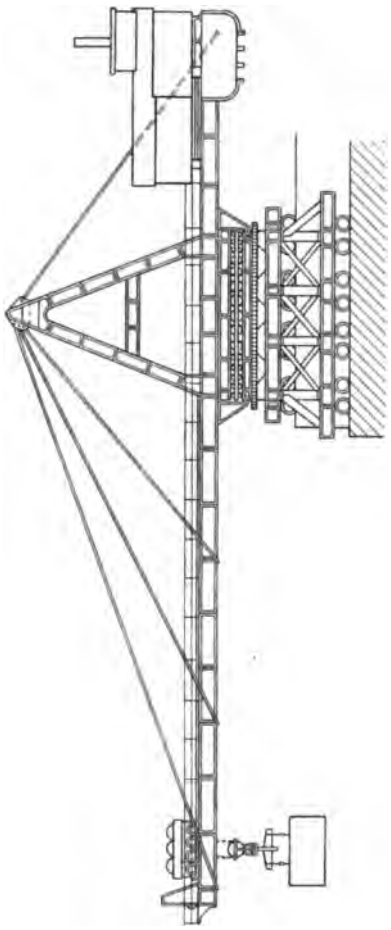


Abb. 170. Auslegerkran mit Hängeseilunterstützung.

genutzt wird. In dieser Beziehung arbeiten elektrische Krane am günstigsten, weil sie, wenn der Strom von irgend einem Leitungsnetz bezogen werden kann, nur dann Strom verbrauchen, wenn sie Arbeit leisten.

Bei den älteren Ausführungen waren sowohl Auslegerweite als auch Tragfähigkeit und Drehbarkeit verhältnismäßig klein. So hatte der in Sunderland benutzte Kran (vergl. Abb. 35 u. 36 auf S. 32 u. 33) zwar 45 t Tragfähigkeit, jedoch nur 19 m Auslegerweite. Seine Drehung erfolgte um den in der Nähe

der Maschine gelegenen Stützpunkt, während die segmentförmige Rollenbahn unter der Hauptstütze des Auslegers lag und daher nur geringe seitliche Bewegungen erlaubte. Der Antrieb erfolgte von der gleichzeitig als Gegengewicht dienenden Dampfmaschine aus mit Hilfe von endlosen Gliederketten.

Demgegenüber hatte der in Leixoes verwendete Kran, dessen Bauweise der durch Abb. 169 dargestellten Grundform entspricht, eine größte Reichweite von 40 m bei gleichzeitiger Tragfähigkeit von 15 t; bis zu 25 m konnte er ein Gewicht von 45 t bewegen. Seine Drehbarkeit war unbeschränkt; als Antriebskraft diente Dampf.

Nach der zweiten Grundform (Abb. 170) ist der in Zeebrügge verwendete Kran gebaut worden; er hatte nur eine begrenzte Drehbarkeit, dagegen eine Auslegerweite von 50 m für Blöcke von 25 t und eine Tragfähigkeit von 55 t für 30 m Auslegerweite. Alle Bewegungen erfolgten hier durch elektrischen Antrieb.

Ein weiteres Beispiel eines Auslegerkranes bildet der auf Abb. 77 dargestellte, in Djidjelli verwendete Kran.

Wenn bei dem Bau steiler Bauwerke aus geschichteten Blöcken mit wagerechten oder geneigten Lagerfugen die Krane nur für das Versetzen der Blöcke allein bestimmt sind, so kann von der Drehbarkeit des Oberbaues Abstand genommen werden, wie es z. B. in Mormugao geschehen ist (vergl. Abb. 46); die erforderliche Seitenbeweglichkeit wird dann dadurch hergestellt, daß der Kranunterbau die ganze Breite des Bauwerks erhält und auf dem Laufwagen noch ein zweiter kleiner querbeweglicher Wagen aufgestellt wird. Durch eine derartige Anordnung wird ein sehr standsicherer Kran erlangt.

In letzterer Beziehung dürften die nach Abb. 169 ausgeführten Krane den nach Abb. 170 hergestellten vorzuziehen sein, da der Schwerpunkt des drehbaren Teiles tiefer liegt und die Gefahr des Umkippens bei starken Stürmen geringer ist.

Die Beschaffung derartiger Titane sollte, wenn irgend möglich, überall da erfolgen, wo größere Hafenbauwerke zur Ausführung gelangen; sie erleichtern nicht nur die Bauausführung ungemein, sondern sie sind auch für die spätere Unterhaltung von unschätzbarem Wert. Allerdings sind die Kosten der Apparate nicht unbedeutend, was man daraus ermessen kann, daß ihr Gewicht sich zwischen 200 und 450 t bewegt.

Der Raum und der Zweck des vorliegenden Werkes verbietet es, näher auf die Einzelheiten dieser wichtigen Baugeräte einzugehen; es mögen nur noch ganz kurz die Bedingungen zusammengestellt werden, die von ihnen zu erfüllen sind. Sie müssen folgende Bewegungen und Kraftausführungen ermöglichen:

1. Im Ganzen fahrbar sein, damit sie mit dem Fortschritt des Baues vorrücken und bei Stürmen und Gefahr in Sicherheit gebracht werden können.

2. Die Laufwinde muß so weit zurückfahren können, daß sie die Blöcke von den Beförderungswagen abheben kann; sodann muß sie bis zum äußersten Ende des Auslegers vorrücken können.

3. Die Winde auf dem Laufwagen muß das Anheben und Absenken sowie das Festhalten der Blöcke in beliebiger Höhe gestatten.

4. Der Ausleger muß so weit geschwenkt werden können, daß von der Laufwinde aus jede Stelle des Bauwerks erreicht werden kann.

Sind diese Bedingungen erfüllt, so kann die Versetzung der Blöcke mittels eines Titans mit großer Genauigkeit und Leichtigkeit erfolgen, indem durch Veränderung der Stellung von Ausleger und Laufwinde der Block genau über seinem Bestimmungsort eingerichtet wird, ehe das endgültige Herablassen vor sich geht. Sollten trotzdem Ungenauigkeiten entstehen, so kann der Block mit Leichtigkeit wieder angehoben und nach Berichtigung der Stellung des Kranes erneut herabgelassen werden.

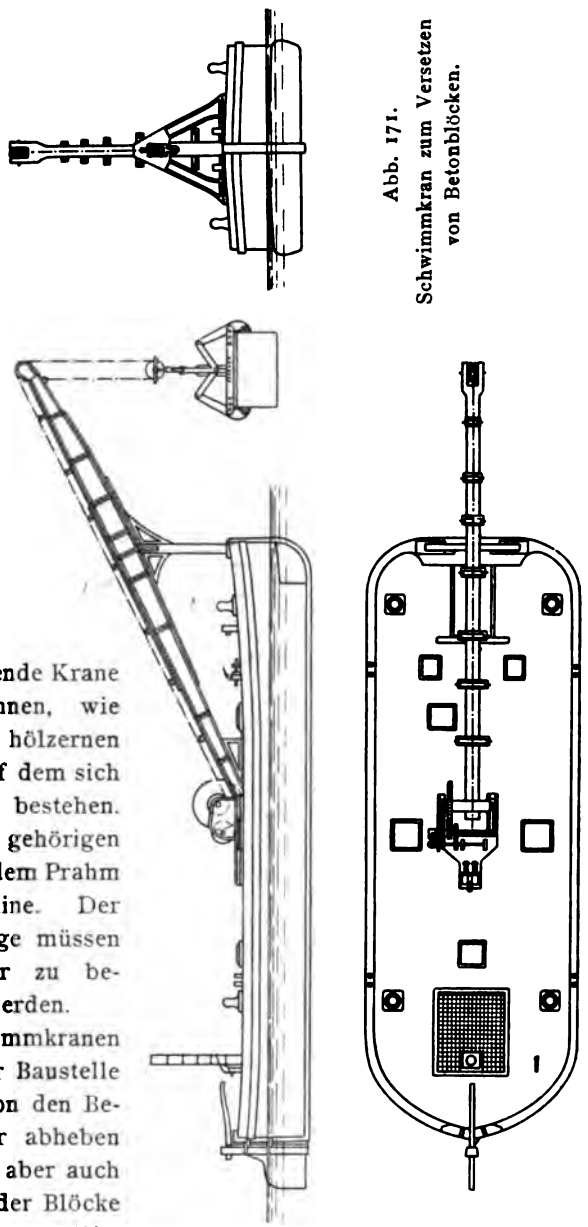


Abb. 171. Schwimmkran zum Versetzen von Betonblöcken.

Ist die Aufstellung fester Rüstungen nicht möglich und kann auch nicht vom Ende aus auf dem fertiggestellten Stück des Bauwerks gearbeitet werden, so müssen für das Versetzen oder Verstürzen der Blöcke schwimmende Krane benutzt werden. Diese können, wie Abb. 171 erläutert, aus einem hölzernen oder eisernen Schiffsgefäß, auf dem sich ein Auslegerkran befindet, bestehen. Der Antrieb der zu diesem gehörigen Winde erfolgt durch eine auf dem Prahm untergebrachte Dampfmaschine. Der Kran und die Maschinenanlage müssen naturgemäß der Größe der zu bewegenden Blöcke angepaßt werden.

Mit derartigen Schwimmkranen lassen sich, wenn sie an der Baustelle verankert sind, die Blöcke von den Beförderungsprahmen unschwer abheben und einbauen, man kann sie aber auch gleichzeitig zur Beförderung der Blöcke benutzen, indem man sie die am Ufer des Lagerplatzes befindlichen Blöcke abheben läßt und sie dann mit dem am Kran hängenden Block nach der Baustelle schleppt. Wird diese Anordnung beliebt, die die Herstellung einer Überladevorrichtung erspart, so ist es zweckmäßig, den Schwimmkran mit eigener Fortbewegungseinrichtung zu versehen,

wodurch sowohl Schleppdampfer als auch Beförderungsprahme entbehrlich werden. Bei kürzeren Entfernungen ist das ein Verfahren, das ernstlich in Erwägung kommen kann.

Einen in Barcelona gebrauchten Kran, der für die Ufermauer- und Molenbauten in den inneren Hafenteilen Verwendung fand, zeigt in den Grundzügen Abb. 172. Er diente gleichzeitig für die Beförderung von 20 Blöcken von 12 cbm Größe. Er besteht aus einem Schiffsgefäß mit ebenem Deck von solcher Größe, daß bequem 10 Blöcke neben-

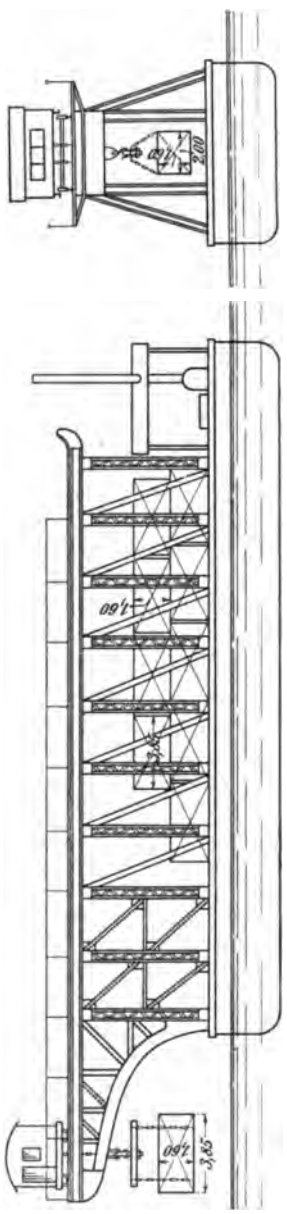


Abb. 172. Beförderungsprahm für Betonblöcke mit Versenkeinrichtung.

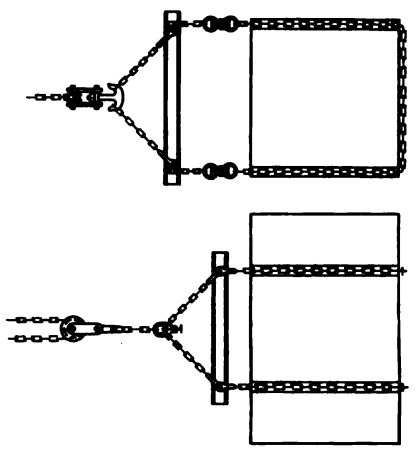


Abb. 174. Hebegeschirr für Blöcke mit Seitenrillen.

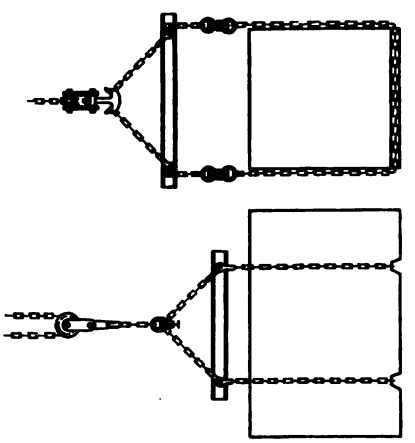


Abb. 173. Hebegeschirr für Blöcke mit Rillen an der Unterseite.

einander darauf Platz haben. Gleichlaufend mit dem Deck ist, durch eiserne Träger gestützt, eine Laufbahn angeordnet, die an einem Ende stark auskragt. Auf dieser bewegt sich eine Laufwinde, die dem doppelten Zweck dient, die fertigen Blöcke vom Ufer abzuheben und auf dem Prahm zu verstauen, sie an der Bestimmungsstelle wieder aufzuheben und zu versetzen bezw. zu verstürzen. An der dem Ausleger entgegengesetzten Seite befindet sich die Maschinen-

anlage, die die für den Betrieb des Kranes erforderliche elektrische Kraft erzeugt.

Die zum Aufheben der Blöcke gebrauchten Vorrichtungen sind mannigfacher Art. Sie müssen leicht zu handhaben sein und anderseits den Block nicht ungünstig beanspruchen, damit er nicht beschädigt wird; man muß sie ferner so einrichten, daß sie gelöst und wieder verwendet werden können.

Das einfachste und älteste Verfahren, die Blöcke aufzuheben, besteht darin, daß an der Unterseite in der Nähe der Enden zwei Rillen von 10 bis 15 cm Weite und Tiefe ausgespart wurden, durch die Ketten gezogen wurden, und mit denen der Block an einem von der Winde herabhängenden Querbalken aufgehängt wurde (Abb. 173). An anderen Orten sind die Rillen anstatt an der Unterseite an den Seitenflächen angeordnet worden, da dann, wie Abb. 174 zeigt, auf beiden Seiten Aussparungen angebracht werden müssen, wird die Schwächung der Blöcke an diesen Stellen noch größer, als im ersten Falle. Für die Abstände der Rillen von den Enden hat man bei dem Bau der Molen in Djidjelli ermittelt (vergl. Abb. 77), daß die Blöcke am wenigsten angestrengt werden, wenn der Abstand der Rillen voneinander 0,589 m der Blocklänge beträgt; meist bewegt sich der Abstand der Rillen von den Enden zwischen 0,5 und 0,75 m.

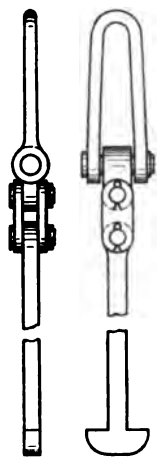


Abb. 176. Anschluß der Aufhängeöfen an den Bolzen.

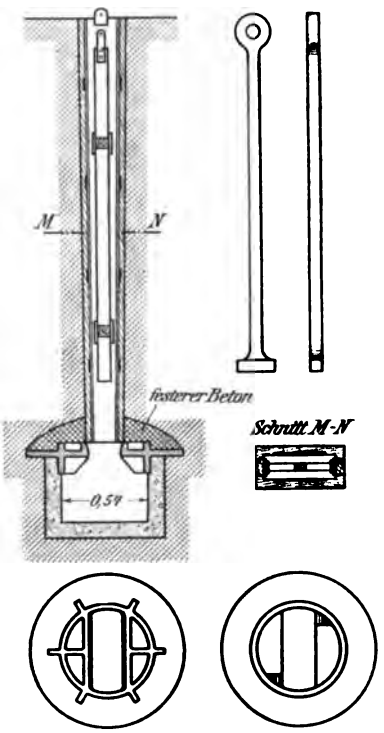


Abb. 175. Herstellung von Bolzenlöchern, Einzelheiten der Bolzen und Ankerplatten.

Im großen und ganzen ist das Anordnen von Rillen wegen der dadurch hervorgerufenen Schwächung der Blöcke und der Gefahr, daß sie später an diesen Stellen brechen, nicht besonders zu empfehlen.

Besser ist die Anwendung von Bolzen, die in Aussparungen gesteckt werden, am unteren Ende T-förmig gestaltet sind und durch eine Vierteldrehung in einer eingelassenen Stein- oder Gußeisenplatte befestigt werden. Am oberen Ende tragen die Bolzen Ösen zur Aufnahme der Haken des am Kranhaken hängenden Hebezeuges. Ist der Block versetzt, so werden die Haken abgestreift, die Bolzen wieder um 90° zurückgedreht und herausgezogen. Das geschilderte Verfahren setzt wie das vorige die Zuhilfenahme von Tauchern voraus, hat aber den Vorzug, daß die Aufhängevorrichtung und die Bolzen leichter als die Ketten zu entfernen sind, die sich bisweilen festklemmen.

Abb. 175 gibt ein Beispiel für die Herstellung der Bolzenlöcher durch keilförmige, leicht zu lösende Holzkasten, für die Gestaltung der Ankerplatten und der Bolzen; letztere sind in kleinerem Maßstabe dargestellt als die übrigen Teile. Abb. 176 zeigt den Anschluß von Aufhängeösen an den Bolzen.

Sollen Blockschichten mit geneigten Lagerfugen versetzt werden, so ordnet man außer den lotrechten Aussparungen für die gewöhnliche Handhabung der

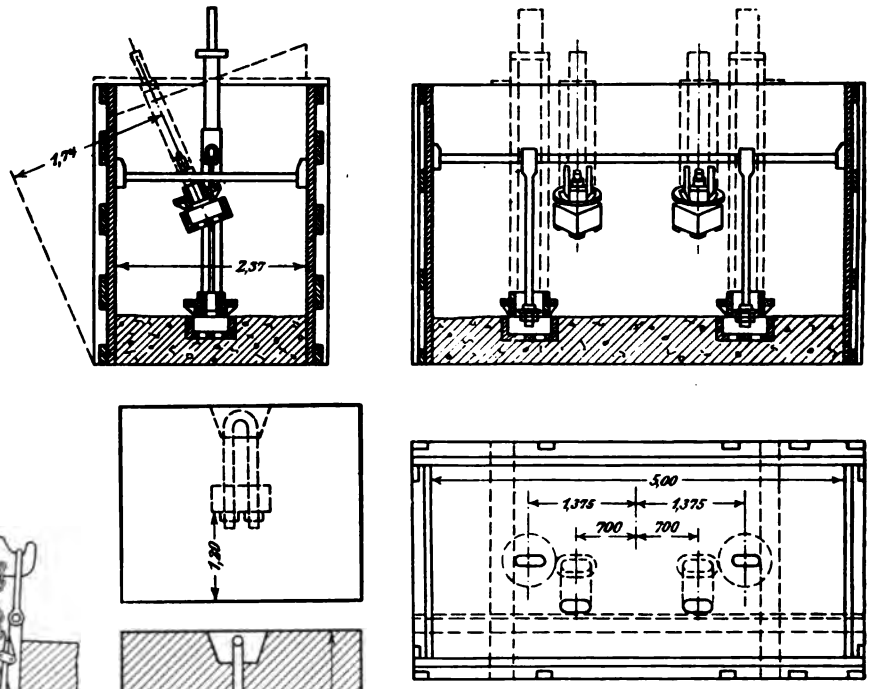


Abb. 177. Anordnung von Bolzenlöchern für geneigt zu versetzende Betonblöcke.

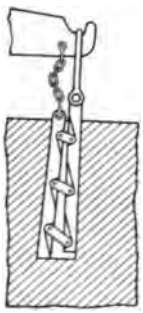


Abb. 179. Keilige Aufhebeeinrichtung.

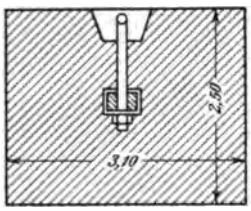


Abb. 178. Rundeisenöse zum Aufheben der Blöcke.

Blöcke noch zwei weitere an, die um den Neigungswinkel der Lagerfuge von der lotrechten abweichen (Abb. 177).

Bei einer anderen Anordnung werden, wie Abb. 178 zeigt, Rundeisen bügelartig gebogen und mit Hilfe von Schraubenmuttern und einer Ankerplatte in die Blöcke eingebettet, so daß Ösen entstehen, in die die Kettenhaken des Tragbalkens hineingreifen. Die Ösen befinden sich in einer Aussparung der Blöcke und werden so angeordnet, daß sie nicht über die Oberfläche hervorragen.

Eine andere leicht lösbare Ausbildung, bei der keinerlei Teile in den Blöcken verbleiben, zeigt Abb. 179. Hier werden in den Blöcken keilförmige, sich nach unten erweiternde Löcher vorgesehen, in die sich die eisernen, durch gelenkige Glieder verbundene Keile beim Aufheben sperren.

Die bisher beschriebenen Aufhängevorrichtungen kommen hauptsächlich in Frage, wenn es sich darum handelt, Blöcke in regelmäßigen Schichten zu versetzen, sollen sie dagegen unregelmäßig verstürzt werden, so macht man

besser von Einrichtungen Gebrauch, die leichter zu lösen sind und die Hilfe von Tauchern entbehrlich machen. Diese sind zangenartig ausgebildet und erfassen die Blöcke mit einer Zange, die beim Aufheben durch den entstehenden Druck der Zangenbacken und die damit verbundene Reibung fest an den Block gepreßt werden; haben die Blöcke den Boden erreicht, so lösen sich die Zangen durch Nachlassen der Krankette von selbst oder durch den Zug an einem Hilfsseile.

Derartige Zangen zeigt Abb. 180 in einer Ausführung, bei der die Zange den Block nur durch Reibung hält und in einer anderen, wo die Backen der Zangen in Aussparungen greifen und die Gefahr des Abgleitens vermieden wird.

Eine Anordnung, bei der die Auslösung mit Zugseilen erfolgt, stellt Abb. 181 dar; bei derselben umfaßt die Zange nicht den ganzen Block, sondern sie greift in

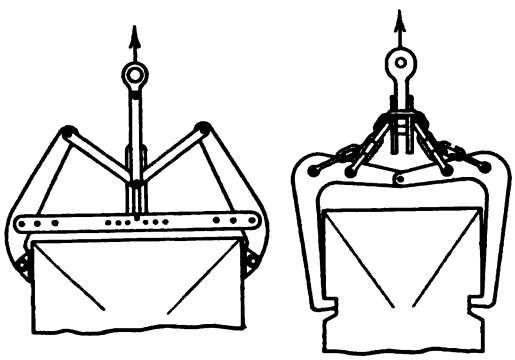


Abb. 180.
Hebezangen für Betonblöcke.

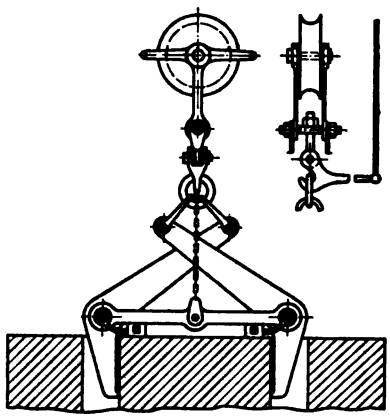


Abb. 181.
Hebezange mit Zugseilauslösung.

zwei Aussparungen auf der Oberfläche des Blockes, sie kann infolgedessen geringere Abmessungen erhalten.

Die Standsicherheit und die Ausführung von Hafenbauwerken aus regelmäßig versetzten, künstlichen Blöcken steht im engen Zusammenhang mit der Beschaffenheit des Untergrundes. Es ist leicht zu verstehen, daß bei felsigem unnachgiebigem Boden die Arbeit besser ausfallen wird, als bei weichem Untergrund und einer darauf ruhenden Steinschüttung; bei dieser ist stets mit Setzungen zu rechnen, so daß die Regelmäßigkeit des Verbandes und die Dichtigkeit des Bauwerkes leiden wird. In beiden Fällen ist jedoch vor dem Versetzen der Blöcke eine sorgfältige Vorbereitung des Untergrundes unerläßlich.

Bei Felsboden müssen zunächst darüber liegende Sand-, Kies- und Schlickschichten sorgfältig entfernt werden. Die weiteren Arbeiten werden von der Beschaffenheit des Felsens abhängen. Ist er so weich, daß er leicht bearbeitet werden kann, so wird man für die unterste Blockschicht dadurch eine sichere Unterlage schaffen, daß man den Fels stufenförmig abarbeitet und Blöcke für diese Schicht herstellt, deren Höhe um ein bestimmtes Maß, vielleicht 0,20 oder 0,30 m, abgestuft ist; erhalten dann die Felsstufen gleiche Höhen und

Breiten, die der Breite eines oder mehrerer Blöcke entsprechen, so läßt sich, wie Abb. 182 zeigt, die unterste Schicht eben herstellen.

Für die Vorbereitung des Untergrundes für das Versetzen eines Blockes sind bei weichem Fels und bei Benutzung von festen Rüstungen kleine Taucherglocken verwendet worden, die von Laufkränen aus gehandhabt wurden und etwas größer als die zu versetzenden Blöcke waren. Sie gestatteten 2 bis 3 Arbeitern den Aufenthalt und ermöglichten die sorgfältige Bearbeitung der Auflagerfläche des Blockes. Derartige Glocken sind in großem Umfange in Dover zur Anwendung gelangt.

Erreicht die Härte des Felsbodens jedoch einen solchen Grad, daß seine Bearbeitung ungewöhnliche Kosten verursacht, so ist das Ausgleichen der Unregelmäßigkeiten mit Beton vorzuziehen; in Betracht kommt dann auch die Anwendung von Betonsäcken, doch geben diese, wenn die Zwischenräume zwischen den einzelnen Säcken nicht sorgfältig durch Taucher ausgefüllt werden, keine so zuverlässige Unterlage wie Beton. Für solche Fälle empfiehlt Shield[1]) das folgende Verfahren, das Abb. 183 erläutert. Nachdem die Gestalt des Untergrundes an der Innen- und Außenseite

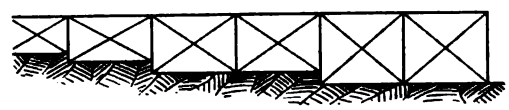


Abb. 182. Stufenförmiges Vorbereiten von weichem Felsuntergrund.

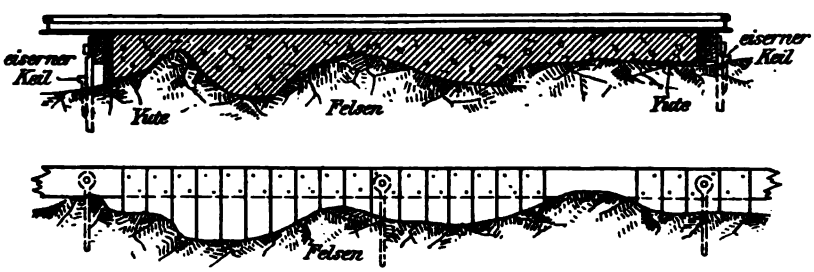


Abb. 183. Ausgleichen harten, unregelmäßigen Felsbodens.

der herzustellenden Betonschicht genau ermittelt ist, werden Holztafeln aus einer Längsbohle und darauf genagelten Querbrettern, deren Unterkante genau der Gestalt des Bodens entspricht, angefertigt; diese werden dann durch Taucher mit Hilfe von Bolzen, die am oberen Ende eine Öse tragen, und durch eiserne Keile in vorher gebohrten Löchern festgehalten werden, am Boden befestigt und durch Eisenstäbe, am besten alte Eisenbahnschienen, belastet. An ihrer Innenseite sind Jutestreifen angebracht, die noch auf 40 bis 50 cm den Boden bedecken und das Entweichen des frischen Betons verhindern. Durch Wasserwagen oder andere Meßgeräte muß dafür gesorgt werden, daß die Oberkanten der Tafeln genau wagerecht und in gleicher Höhe liegen. Die Länge der einzelnen Stücke wird je nach den Umständen auf 5 bis 10 m zu bemessen sein. Der Beton wird zweckmäßig mit den auf S. 29 durch Abb. 27 bereits dargestellten Säcken herabgelassen und durch Taucher eingeebnet. Die Ausfüllung des von den Tafeln umgebenen Raumes muß von einem Ende beginnen und darauf geachtet werden, daß

[1]) Shield, Principles and Practice of Harbour Construction, S. 266.

die Taucher den frisch geschütteten und eingeebneten Beton nicht mehr betreten, damit er ungestört erhärten kann. Die Betonmischung muß recht fett gewählt werden, für die unteren Schichten bei dickeren Lagen 1 Teil Zement zu 4 Teilen Sand und Kies, für die obere Abgleichungsschicht und dünnere Schichten 1 : 2. Auf diese Weise läßt sich für das Blockmauerwerk eine tadellose Unterlage gewinnen, die in etwa 3 Tagen für den Blockversatz genügend erhärtet ist.

Die Anwendung von kleineren Betonsäcken zur Ausgleichung von Unebenheiten ist weniger zu empfehlen, da sie durch die Blöcke ungleich zusammengedrückt werden und wenn sie nicht voll belastet sind, später leicht herausgerissen werden.

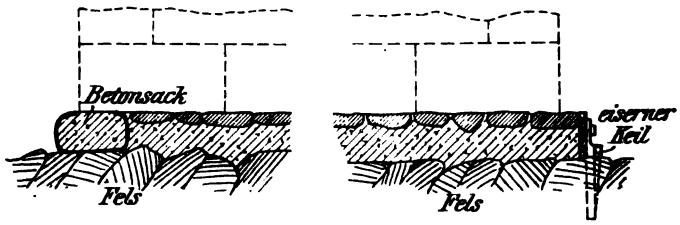


Abb. 184. Schützen einer frischen Betonschüttung durch Hineindrücken von gespaltenen Steinen.

Das oben geschilderte Verfahren kann naturgemäß noch leichter in dem Bereich zwischen H. und N.W. zur Anwendung gelangen, nur empfiehlt es sich dann noch besondere Vorkehrungen zu treffen, die verhüten, daß der Beton in frischem Zustande, wenn er wenig mit Wasser überdeckt ist, durch die Wellen ausgespült wird. Hierfür empfiehlt Shield, wie Abb. 184 zeigt, das Bedecken der Oberfläche mit gespaltenen Steinen, die in den noch weichen Beton hineingedrückt werden und deren Fugen mit schnell abbindendem Zement ausgegossen werden. Da dieser in 10 bis 20 Minuten erhärtet, so ist eine Oberfläche geschaffen, die von kleinen Wellen nicht mehr angegriffen wird; das Verfahren soll sich sehr gut bewährt haben und besser sein als das Bedecken des frischen Betons mit Jute und Eisenstäben. Läßt der Fels eine leichte Bearbeitung zu, so können an Stelle der Holztafeln auch Werksteine treten, die je nach der Tiefe in der Höhe wechseln und auf den bearbeiteten Untergrund verlegt werden und zur Abgrenzung des Betons dienen.

Befinden sich in dem Felsboden vor dem Bauwerk größere Höhlungen und ist die Schichtung nach diesen hin geneigt, so empfiehlt es sich, diese ebenfalls mit Beton auszufüllen, damit die durch das Bauwerk belasteten Felsschichten nicht nach den Höhlungen zu abgleiten.

Soll das Versetzen von Blockschichten bei einer Steinschüttung erfolgen, wie z. B. in Ymuiden (Abb. 44), in Colombo (Abb. 45) und bei vielen der Beispiele von Abb. 72 bis Abb. 97, so muß die Unterlage für die Blöcke durch eine Schicht kleinerer Steine vorbereitet werden. Die Steine dieser Ausgleichsschicht müssen nach unten so groß gewählt werden, daß sie nicht durch die Hohlräume der darunter liegenden Steine hindurchgerissen werden können. Man wird daher in der Weise vorgehen, daß man zuerst die größten Löcher mit etwas kleineren Steinen als die der letzten Schicht ausfüllt, die dann noch verbleibenden Lücken mit kleineren schließt und endlich die ganze Schüttung unmittelbar vor dem Verlegen der Blöcke mit kleinen Stücken von Hand unter Umständen mit Hilfe von Tauchern abgleicht. Die kleinsten Steine schützt man am Rande zweckmäßig durch eine Reihe von Betonsäcken, wie Abb. 185 zeigt. Ratsam

ist es, bei der Herstellung der Steinschüttung von vornherein auf die später aufzubringenden Blöcke Rücksicht zu nehmen, und wenn mit sortierten Steinen, wie es auf S. 57 geschildert wurde, gearbeitet wird, die obere Schicht aus Steinen aus verschiedenen Größen im Gemisch zu bilden.

Ein anderes Verfahren besteht darin, daß zur Abgleichung, wie Abb. 186 zeigt, kleine Betonsäcke verlegt werden und endlich ein drittes darin, daß man ähnlich wie es für Felsboden beschrieben wurde, die Steinschüttung mit Jute oder Canevas bedeckt, diese an den Rändern mit Betonsäcken belastet und auf diese Unterlage eine Betonschicht bringt. Diese kann, wie auf Abb. 187 nagedeutet ist, wiederum gegen Ausspülen mit hineingedrückten gespaltenen Steinen abgedeckt werden.

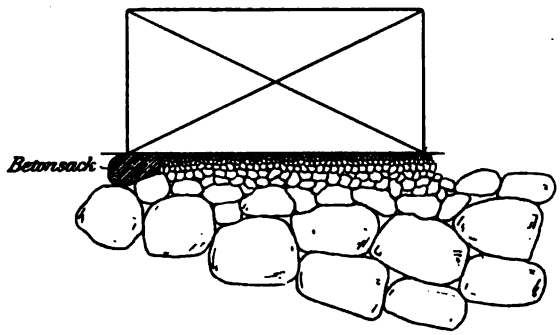


Abb. 185.
Vorbereitung einer Steinschüttung für den Blockversatz.

Besteht der Untergrund aus Ton oder Klei, so hängt es ganz von der Beschaffen-

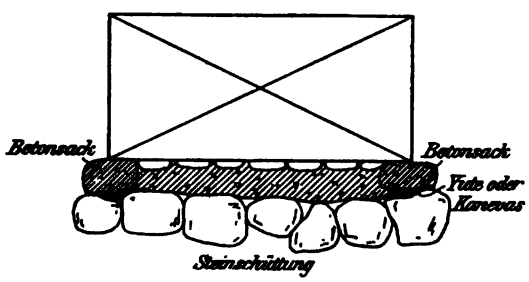


Abb. 187.
Abgleichen einer Steinschüttung durch eine Betonschicht.

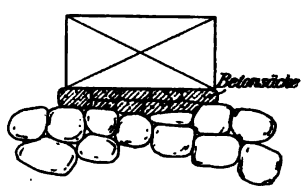


Abb. 186.
Abgleichen einer Steinschüttung durch kleine Betonsäcke.

heit dieser Erdarten ab, wie vorgegangen werden muß. Ist der Boden sehr hart, so genügt sorgfältiges Einebenen und unmittelbares Versetzen der Blöcke; ist er dagegen weich, so läßt sich bisweilen durch Baggerung eine festere Schicht freilegen und dann ebenso verfahren. Trifft auch dieser Fall nicht zu, so kann durch eine Steinschüttung der Boden zusammengepreßt und verdichtet werden. In allen Fällen ist es aber nötig, den Vorboden und auch den Grund an der Innenseite durch Steinschüttung und Belastung mit Blöcken gegen Unterspülung zu sichern.

Noch mehr ist letzteres notwendig, wenn der Untergrund aus Kies oder Sand besteht, wie z. B. in Ymuiden (Abb. 44), Scheveningen (Abb. 46), Zeebrügge (Abb. 48) usw., dann muß der Untergrund sowohl in ganzer Breite des Bauwerkes als auch an beiden Seiten, am meisten aber nach der Seeseite zu mit einer Schüttung aus kleineren Steinen bedeckt werden, um das Fortspülen des Sandes zu verhindern. Diese Schüttung muß auch vor Kopf des Bauwerkes weit ausgedehnt werden, damit sich dort nicht durch Strömungen und Wellen-

schlag größere Tiefen ausbilden. Naturgemäß muß die Steinschüttung nach der Seeseite am weitesten ausgedehnt werden und noch eine Belastung durch große Steine oder künstliche Blöcke erhalten, wie es z. B. in Ymuiden geschehen ist.

Bezüglich der Bauwerke aus Blöcken mit geneigten Lagerfugen ist es trotz aller Sorgfalt nicht zu verhindern, daß die Schichten immer flacher geneigt werden, dann empfiehlt es sich, durch eine Reihe besonders gestalteter trapezförmiger Blöcke die alte Neigung wieder herzustellen, da sonst sich die in den einzelnen geneigten Lagerfugen entstehenden Ungenauigkeiten immer mehr zusammensetzen und zu immer weiter gehender Verflachung der Schichten führen.

Zu den auf S. 45 u. 82 erwähnten schwimmenden Blöcken ist bezüglich der Ausführung nur wenig hinzuzufügen. Ihre bauliche Anordnung im einzelnen kann hier nicht näher behandelt werden, für sie sind die Regeln des Eisen- und Eisenbetonbaues maßgebend. Hier mögen nur einige Bemerkungen über die Gesamtanordnung ihrer Herstellung gegeben werden.

Von der Festigkeit des inneren Zusammenhanges wird es abhängen, welchen Beanspruchungen sie bei dem ins Wasserlassen ausgesetzt werden können. Bestehen sie z. B. aus Eisen, wie in Bizerta (Abb. 102) und Zeebrügge (Abb. 48 u. 49), so kann man sie in der gleichen Weise wie Schiffe auf Hellingen erbauen und vom Stapel laufen lassen. Ihre weitere Ausfüllung erfolgt dann in schwimmendem Zustand, und der Platz für die Herstellung neuer Blöcke ist wieder frei. Das gleiche Verfahren hat, wie im nächsten Kapitel bei der Ufermauer im Hafen von Nöresundby erwähnt wird, auch bei den aus Eisenbeton hergestellten Schwimmkörpern Anwendung gefunden, dürfte jedoch für größere Blöcke, wie sie bei Wellenbrechern und Molen erforderlich sind, nicht immer unbedenklich sein.

Für gemauerte aus Beton oder Eisenbeton herzustellende Schwimmblöcke werden zweckmäßiger Trocken- oder Schwimmdocks benutzt. Wenn vorhandene Trockendocks zur Verfügung stehen, was jedoch selten der Fall sein wird, dann kann man die Blöcke im Dock soweit fertigstellen, bis sie genügend erhärtet und schwimmfähig sind. Man füllt darauf das Dock, schleppt die schwimmenden Blöcke an eine geschützte Stelle des Hafens und vollendet sie in schwimmendem Zustande; dadurch wird der Platz für die Herstellung der folgenden Blöcke früher frei.

Ein zur Herstellung von Schwimmkörpern geeignetes Trockendock kann auch in der Weise in besonderen Fällen angelegt werden, daß man eine ausreichend tiefe und geräumige Grube ausschachtet und in der Sohle so befestigt, daß die Blöcke darauf errichtet werden können. Stellt man dann die Verbindung mit der See her, indem man entweder den stehengebliebenen Erddamm oder einen zum Abschluß angelegten Fangdamm entfernt bezw. etwa angeordnete andere Verschlüsse öffnet, so schwimmen die Blöcke auf und können herausgeschleppt werden.

In dieser Weise wurde die für die Mole des Hafens von Zeebrügge benötigten Schwimmkörper in einer frühzeitig fertiggestellten Strecke des Innenhafens hergestellt. Die Anordnung entsprach etwa der Abb. 188. In dem Dock

hatten fünf Reihen von Blöcken Platz, zwischen ihnen bewegte sich ein 67 m langer Förderkran, der mit seinem längeren Ausleger über ein Zuführungsgleis reichte und von dort die in den Werkstätten angefertigten Eisenteile für die äußere Umhüllung der Blöcke abhob.

Die Zusammensetzung der eisernen Kästen erfolgte auf einer Holzunterlage; nach beendigter Vernietung wurde sie auf den Boden herabgelassen. Die

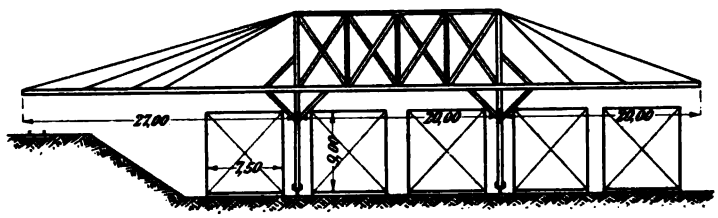


Abb. 188. Baugrube zur Herstellung der Schwimmkörper in Zeebrügge.

Betonierung wurde unter Zuhilfenahme eines ebensolchen Kranes, wie er für die Zusammensetzung der Eisenteile benutzt wurde, durchgeführt. Auf diese Weise wurden 116 Blöcke hergestellt, die zum Aufschwimmen kamen, als die Einfahrtsschleuse und der Schiffahrtskanal fertiggestellt waren.

In ähnlicher Weise wurden ferner in Rotterdam für die Eisenbetonschwimmkörper einer 1600 m langen Ufermauer zwischen Park- und Schiehaven

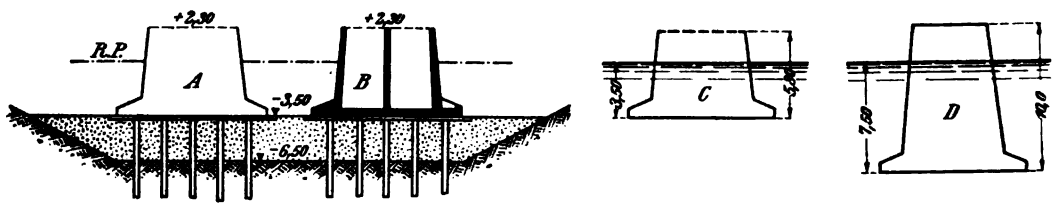


Abb. 189. Herstellung von Eisenbeton-Schwimmkörpern in Rotterdam.

ein kleines, durch hölzerne Stemmtore verschließbares Becken benutzt, das so geräumig war, daß gleichzeitig vier Kasten von 40 m Länge und 9,8 m Breite in Arbeit genommen werden konnten. Da der Baugrund nicht genügend tragfähig schien, so wurde zunächst durch Baggerung eine tiefere Rinne hergestellt und mit Sand ausgefüllt. Auf diesem befestigten Grunde bildete ein Pfahlrost (Abb 189) die Unterlage für die Schwimmkasten. Auf dieser Plattform konnten die Blöcke nur bis zu 5,8 m Höhe ausgeführt werden, da sie sonst zu großen Tiefgang erhalten hätten und nicht durch die Einfahrtsöffnung gegangen wären. Ihre endgültige Fertigstellung erfolgte daher in schwimmendem Zustande.

Für die Anfertigung einzelner oder nur weniger Schwimmkörper kann die Benutzung von Schwimmdocks in Frage kommen. Das geschah z. B. in Rotterdam bei der Herstellung der ersten Versuchskörper für die genannte Ufermauer.[1])

Bei einer größeren Anzahl dürfte die Anordnung eines Rostdocks empfehlenswert sein, wie es Abb. 190 schildert, bei dem die Herstellung der

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., IV. Bd., S. 127.

Kasten auf am Ufer eingerammten Pfahlgerüsten erfolgte, von denen sie durch das Dock, indem es zwischen die einzelnen Pfahlreihen fährt, abgehoben werden. Das Zuwasserbringen erfolgt auch hier in der sanftesten Weise, so daß jeder Baustoff für die Blöcke zur Anwendung gelangen kann. Ein Vorzug einer solchen Anlage ist ferner der, daß das Schwimmdock nur zum Abheben der Blöcke gebraucht wird und in der übrigen Zeit für andere Zwecke freibleibt.

Auf das Verfahren der mit Hilfe der Preßluftgründung auszuführenden Hafenbauwerke näher einzugehen, muß hier unterbleiben, da das zu weit vom eigentlichen Zwecke des Werkes entfernt. Das für Hafenaußenwerke immerhin selten zur Anwendung gelangende Verfahren, da es nur an geschützteren Stellen möglich ist, kann im Handbuch der Ingenieurwissenschaften und in dem Werk von Brennecke über Grundbau eingehend kennen gelernt werden.[1])

Für die aus Steinschüttungen hergestellten Hafenbauwerke ist das Vorhandensein eines geeigneten Steinbruchs in unmittelbarer Nähe des Hafens von großer Wichtigkeit. Die Steine werden aus diesem durch umfangreich angelegte Sprengungen gewonnen, auf die hier nicht näher eingegangen werden möge. Über die Frage, ob es sich empfiehlt, die Steine nach mehreren Größenabstufungen zu trennen, ist bereits bei der Behandlung der aus Steinschüttungen hergestellten Bauwerke eingehend gesprochen worden.

Die gewonnenen Stücke werden auf Wagen und Gleisen entweder unmittelbar bis auf das Bauwerk gefahren oder zunächst an das Ufer geschafft und in Schiffsgefäßen zur weiteren Beförderung verladen.

Das Beladen der Prahme kann durch Schüttrinnen sehr erleichtert und verbilligt werden; für größere Steine müssen am Ladeufer leicht handliche Krane aufgestellt werden.

Für die Ausführung der Steinschüttungen kommen drei Verfahren in Betracht. Das einfachste besteht darin, daß die Schüttung vom Ufer aus in voller Höhe vorgetrieben wird, wobei die Gleise auf der fertigen Schüttung verlegt werden. Das Schütten findet in der Hauptsache vor Kopf statt. Als Vorteil dieser Arbeitsweise ist anzusehen, daß die Steinwagen ohne Umladung unmittelbar vom Steinbruch auf die Baustelle laufen und

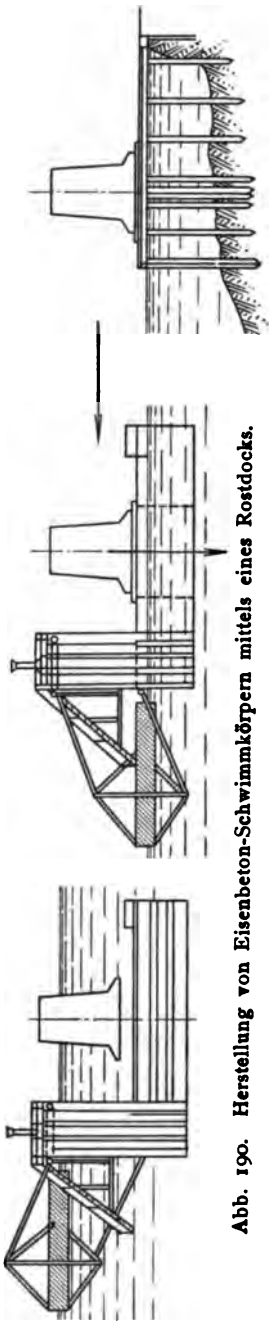


Abb. 190. Herstellung von Eisenbeton-Schwimmkörpern mittels eines Rostdocks.

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., I. Teil, 3. Bd., Der Grundbau. — Deutsches Bauhandbuch, Baukunde des Ingenieurs. L. Brennecke, Der Grundbau, 3. Aufl., Berlin 1906.

keine Kosten für besondere Einrichtungen entstehen. Es genügen gewöhnliche Plattformwagen, die dadurch entleert werden, daß das letzte Gleisstück geneigt gehalten wird, so daß die Steine von den Wagen herabgleiten. Durch das fortwährende Befahren der fertigen Schüttung durch Lokomotiven und Wagen wird ferner die Schüttung gut zusammengerüttelt. Als Nachteil muß jedoch hervorgehoben werden, daß der Fortschritt des Baues darunter leidet, daß nur vor Kopf gearbeitet wird, da nur einzelne Wagen zur Entleerung gelangen, daß ferner durch unvorhergesehene plötzliche Sackungen oder Rutschungen viele Nacharbeiten an den Gleisen, mitunter auch Verluste an Gleisen und Wagen entstehen, wodurch wiederum Verzögerungen des Bauvorgangs eintreten. Es besteht ferner die Gefahr, daß an dem Fuß der Schüttung stärkere Angriffe auf den Boden stattfinden, so daß Auskolkungen verursacht werden, die zu Mehrverbrauch von Steinen führen.

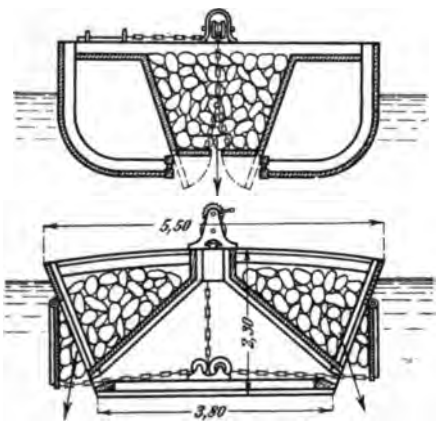


Abb. 191. Prahme mit Boden- und Seitenklappen zum Verstürzen von Steinen.

Im ganzen läßt sich daher das Urteil über dieses Verfahren dahin zusammenfassen, daß es mehr für kleinere Anlagen in Aussicht zu nehmen ist und für größere nur, wenn genügend Zeit zur Ausführung vorhanden ist.

In zweiter Linie kommt die Herstellung der Schüttungen mit Hilfe von Prahmen in Frage. Zur Verwendung kommen hierzu Prahme mit Boden- und Seitenklappen (Abb. 191), in deren Laderaum die Steine gefüllt werden. Nachdem die Prahme an den Bestimmungsort geschleppt sind, werden sie möglichst genau nach Landmarken oder Bojen eingerichtet und durch Öffnen der Klappen entleert. Die Anwendung dieser Prahme bedingt eine gewisse Mindestwassertiefe, die je nach der Größe der Prahme zu 1,5 bis 2,5 m zu rechnen ist. Prahme mit Seitenklappen erfordern hierbei einen geringeren Tiefgang als solche mit Bodenklappen, sind daher für die oberen Schichten geeigneter.

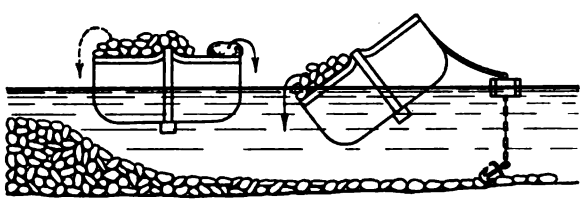


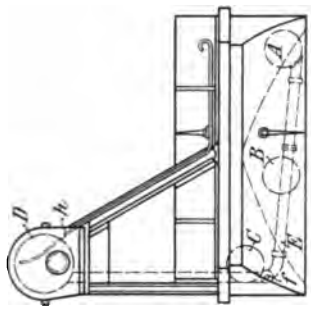
Abb. 192. Anwendung von gedeckten Prahmen zur Ausführung von Steinschüttungen.

Bisweilen haben auch Prahme ohne Laderaum Verwendung gefunden, bei denen die Steine auf das Deck aufgeladen werden; die Entleerung erfolgt dann, indem, wie Abb. 192 zeigt, auf eine Seite einige schwere Steine gelegt werden, durch deren Herabstürzen der Prahm Schlagseite erhält und die übrigen Steine zum Abgleiten bringt.

Durch eine geistreiche Anordnung hat der schwedische Ingenieur A. F. Wiking die Entleerung von Deckprahmen bewirkt.[1]) Der von ihm ge-

[1]) Engineering News vom 10. März 1910, S. 265.

baute, bei den Hafenbauten von Stockholm verwendete Prahm nimmt eine Decklast von 200 bis 220 t Steinen auf (Abb. 193). Zu seiner Entladung dient ein an einer Bordseite auf Stützen angebrachter eiserner Zylinder *D*, der aus einem an der anderen Bordseite unter Deck angeordneten Behälter *A* durch Anwendung der in dem Zylinder *B* aufgespeicherten Preßluft gefüllt werden kann. Dadurch wird das Gleichgewicht des Prahmes gestört, er neigt sich nach der Seite des Zylinders *D*, und die Steine gleiten herab. Sowie der Prahm kippt, wird die Preßluft abgesperrt und Zylinder *A* mit der freien Luft in Verbindung ge-



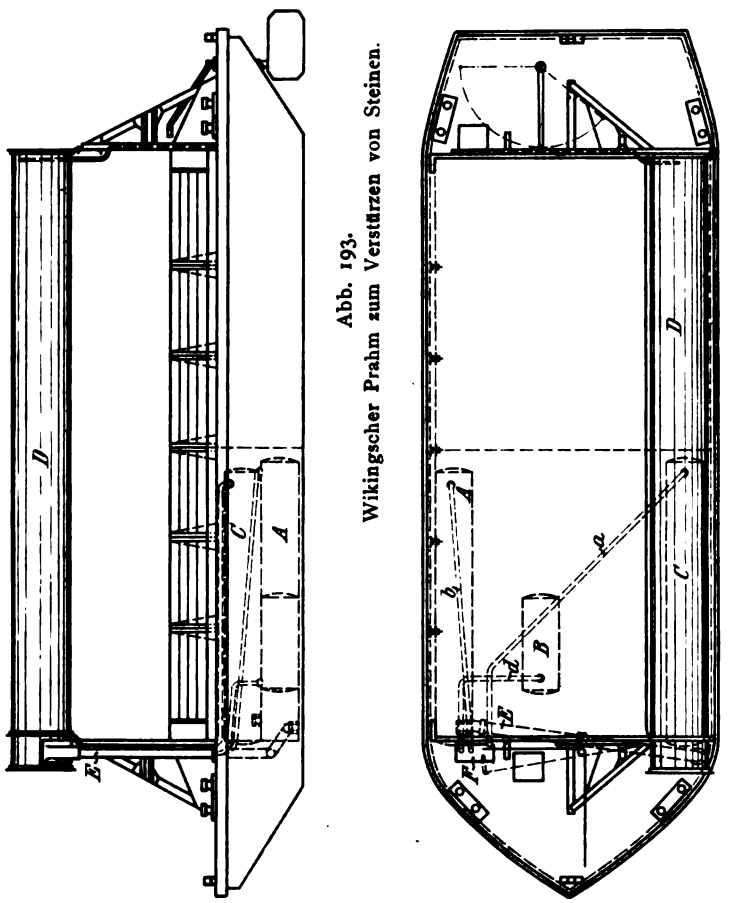


Abb. 193.
Wikingscher Prahm zum Verstürzen von Steinen.

bracht. *A* befindet sich durch ein weites Rohr in ständiger Verbindung mit dem Zylinder *D*. Erreicht nun *D* beim Kippen keine tiefere Lage als *A*, so fließt das Wasser aus *D* wieder nach *A* zurück, und der Prahm richtet sich auf. Die Umstellung der Hähne wird durch ein nach dem Schleppdampfer

führendes Zugseil bewirkt, und die Einrichtung ist so getroffen, daß bei dem ersten Zug die Preßluft aus *B* mit *A* in Verbindung kommt und das dort befindliche Wasser, etwa 6 t, nach *D* in die Höhe treibt; bei dem zweiten Zuge wird die Preßluft abgesperrt und *A* mit der freien Luft verbunden, so daß ein Rückstrom des Wassers aus *D* nach *A* erfolgen kann Tritt dies nicht ein, wenn beim Kippen *D* bis zum Wasserspiegel heruntergekommen ist, so daß *D* tiefer liegt als *A*, dann wird durch einen dritten Zug der Behälter *C* mit dem Hauptverbindungsrohr zwischen *D* und *A* in Verbindung gebracht, und das Wasser aus *D* fließt aus *D* nach *C* ab, was stets möglich ist. Darauf richtet der Prahm sich auf und das Wasser fließt aus *C* nach *A*, so daß der Anfangszustand wieder hergestellt ist. Ein vierter Zug an dem Zugseil bringt die Hähne wieder in die Anfangsstellung zurück.

Für die Wiederholung des Vorganges ist die Ergänzung der Preßluft erforderlich, die an der Ladestelle von einer am Lande befestigten Anlage aus oder von einem mit den entsprechenden Einrichtungen versehenen, danebengelegten Schleppdampfer aus erfolgen kann. Die Luft wird auf 7 Atm. gepreßt, eine Füllung hat etwa 0,56 Mark gekostet, so daß der Betrieb des Prahmes sich sehr billig stellt. Die Einrichtung soll sich sehr gut bewährt haben.

In neuerer Zeit finden zur Beförderung der Steine auch Dampfprahme von 60 bis 150 t Laderaum Verwendung, die den Vorteil größerer Beweglichkeit mit dem Fortfall der Schleppdampfer verbinden.

Infolge des durch den Tiefgang der Fahrzeuge bedingten Raumes von der Wasseroberfläche ab kann eine Steinschüttung mit Prahmen nur bis zu dieser Tiefe unter dem Wasserspiegel hergestellt werden, in den Meeren mit Flutwechsel kann die Schüttung bei den höheren Wasserständen, wenn die Flutgröße ausreichend ist, bis über N.W. gefördert werden. Soll die Schüttung noch höher werden, so kommt das erste Verfahren für den Rest der Arbeiten in Betracht. Meist besteht aber darin kein besonderer Nachteil des Verfahrens der Schüttung mit Prahmen, daß sie nicht bis zum Wasserspiegel heraufreicht, wenn der Oberbau aus versetzten Blöcken, aus Zell- oder Schwimmkörpern gebildet wird.

Muß in Nebenmeeren ohne erhebliche Fluterscheinung die Schüttung bis zum Wasserspiegel geführt werden, so kann dies durch Schwimmkrane geschehen, die die Steine von den Beförderungsgefäßen abheben und versetzen.

Der Hauptvorzug des Verstürzens der Steine von Prahmen aus besteht darin, daß die Grundfläche des Bauwerks in ganzer Ausdehnung gleichmäßig beschüttet werden kann, so daß der Baugrund überall die gleiche Belastung erhält und infolgedessen bei weicherem Untergrund auch ein gleichmäßiges Setzen eintritt; ein Umstand, der für die spätere Standsicherheit des Bauwerks von großer Bedeutung ist. Auch kann mit beliebig vielen Fahrzeugen gearbeitet und dadurch der Fortgang der Arbeiten sehr beschleunigt werden. Es ist ferner möglich, die Schüttung in wagerechten Schichten herzustellen, was auch für die Standsicherheit von Wert ist.

Ein großer Nachteil des Verfahrens besteht jedoch darin, daß die Arbeiten von Wind und Wetter sehr abhängig und bei stürmischem Wetter

längere Unterbrechungen unvermeidlich sind. Selbst wenn Stürme bereits vorüber sind, muß mit der Fortsetzung der Arbeiten meist längere Zeit gewartet werden, bis der Wellenschlag sich ausreichend beruhigt hat. Diese Unterbrechungen sind in der stürmischen Jahreszeit so häufig, daß es sich empfiehlt, in dieser die Arbeiten ganz einzustellen und sie auf die günstigen Monate zu beschränken. Dieser Umstand beeinflußt sowohl den Fortschritt der Arbeiten, als auch die Kosten insofern, als die Geräte oft lange Zeit unbenutzt liegen und Löhne unnütz gezahlt werden müssen.

Ein weiterer Übelstand des Verfahrens betrifft die Genauigkeit der Ausführung, die dadurch eine geringere wird, daß die Fahrzeuge nur nach Landmarken oder nach Bojen eingerichtet werden können. Letztere bezeichnen, da die Kette für die höchsten Wasserstände bemessen werden muß, wenn die Boje nicht unter Wasser gezogen werden soll, bei niedrigen Wasserständen einen Punkt nie genau, da sie je nach der Strömung seitlich abtreiben, auch können sie vertrieben oder verschüttet werden.

Von Wichtigkeit ist es bei der Herstellung von Steinschüttungen, daß sie möglichst gleichmäßig ausgeführt werden, da einzelne Haufen unter dem Einfluß von Strömungen und Wellenbewegung leicht zu Auskolkungen und infolgedessen zu Mehrverbrauch von Baustoffen Veranlassung geben.

Ist die Oberfläche einer Steinschüttung bestimmt, einen Oberbau aus Blöcken aufzunehmen, so wird die oberste Schicht in Höhen von etwa 0,5 bis 1 m zweckmäßig unter ständigem Peilen mit der Hand geworfen, damit zu tiefe Stellen erkannt und ausgefüllt werden; man erspart auf diese Weise viel an den später nötigen, meist von Tauchern vorzunehmenden, genauen Ausgleichsarbeiten (S. 147). Daß vor der Aufbringung des Oberbaues die Schüttung längere Zeit der Wirkung der Wellen überlassen werden muß, sei nur noch einmal kurz hervorgehoben.

Im großen ganzen empfiehlt sich das Ausführen von Steinschüttungen mit Prahmen mehr für geschütztere Lagen, wo seltener Störungen durch Seegang zu erwarten sind und ferner bei sehr großen Tiefen, wo alle anderen Bauweisen versagen.

Als bestes Verfahren kommt für die Herstellung von Steinschüttungen das Schütten von festen Gerüsten aus in Betracht. Diese sind nach den auf S. 116 gemachten Angaben zu errichten und mit Gleisen zu versehen. Es können dann die vom Steinbruch kommenden Wagen unmittelbar bis an den Bestimmungsort fahren und entleert werden. Die Entleerung erfolgt entweder durch Bodenklappen nach unten zwischen die Schienen hindurch oder nach der Seite unter Anwendung von Seitenklappen und nachfolgendem Kippen des Wagenkastens oder unter Benutzung von Wagen, deren Plattform sich durch Ausrücken eines Hebels neigen läßt, so daß die Steine hinabgleiten.

Die Vorzüge der Anwendung von Schüttgerüsten bestehen darin, daß ein fast ununterbrochenes Arbeiten möglich ist, wenn die Plattform so hoch gelegt wird, daß sie auch durch die höchsten Wellen nicht mehr erreicht werden kann. Eine Unterbrechung findet dann nur während der Zeit der heftigsten Stürme statt, wobei ferner auf die Beruhigung der See meist nicht gewartet zu werden braucht, so daß nur wenige Tage für den Fortschritt der Arbeiten

ausfallen. Gegenüber dem Verstürzen mit Prahmen gewährt das Arbeiten vom Gerüst aus sehr viel größere Sicherheit für die dabei beschäftigten Personen. Die Genauigkeit der Ausführung ist ferner bei diesem Verfahren die denkbar größte, ebenso lassen sich regelmäßige Schichtungen verschieden großer Steine mit Leichtigkeit durchführen.

Bei der Anordnung der Gerüste muß die Breite des Bauwerkes berücksichtigt werden; man muß so viel Gleise vorsehen, daß das Bauwerk in seiner ganzen Ausdehnung nach der Breite hin in Angriff genommen werden kann. Bei älteren Ausführungen ist man in dieser Hinsicht sparsam vorgegangen, hat nur 1 oder 2 Gleise angelegt und es dem Seegang überlassen, die Schüttungen auszubreiten, wobei die von Cherbourg, Plymouth und Holyhead her bekannten, sehr flachen Böschungen und übermäßig breiten Schüttungen entstanden sind.

Bei neueren Ausführungen sind bis zu sechs Gleise in Abständen von etwa 6 bis 7,5 m vorgesehen worden, wodurch eine gleichmäßige Überschüttung der unteren, aus kleineren Steinen bestehenden Schichten mit größeren Steinen bequem möglich war und eine übermäßige Ausdehnung der Schüttung verhindert wurde. Hieraus entsteht ein bedeutender Baustoffgewinn und gleichzeitig infolge Vermehrung der Angriffspunkte die Möglichkeit zur beschleunigten Durchführung der Arbeiten.

Als Nachteil des in Rede stehenden Verfahrens sind die Kosten für die Beschaffung und Herstellung des Gerüstes hervorzuheben. Da ferner bei starken Stürmen Beschädigungen und Verluste nie ganz zu vermeiden sind, so müssen zu den Anschaffungskosten auch noch diejenigen für die Ausbesserung und den Ersatz verloren gegangener Teile gerechnet werden. Doch sind im großen und ganzen die Beschädigungen bei den bekannten Beispielen bei sorgfältiger Herstellung der Gerüste verhältnismäßig gering gewesen.

Der Kostenersparnis halber hat man in den meisten Fällen das Gerüst nicht über die ganze Länge des Bauwerkes ausgedehnt, die Bauwerke stückweise fertiggestellt und das Gerüst, soweit es beim Abbruch zurückgewonnen wurde, wieder verwendet. Darin liegt ein geringer Nachteil des Verfahrens gegenüber der Schüttung mit Prahmen, bei der das ganze Bauwerk auf einmal in Angriff genommen werden kann. Auch tritt durch den Abbruch und das Vorschieben des Gerüstes eine Unterbrechung der Arbeiten ein.

Erwähnt sei noch, daß auch nicht mit dem Ufer in Verbindung stehende Bauwerke, wie Wellenbrecher mit Rüstungen, ausgeführt werden können, wenn man, wie es z. B. in Dover geschehen ist, die zwischen der Mole und dem Wellenbrecher liegenden Raum mit einem Gerüst überbrückt.

Gerüste sind ferner für das spätere Versetzen von Blöcken von besonderem Vorteil, wenn sie von vornherein so eingerichtet werden, daß die dazu benötigten Laufkrane später auf ihnen Platz finden können (S. 116 u. 119).

Wenn die Entscheidung getroffen werden soll, ob eine größere Schüttung von Prahmen oder Gerüsten aus erfolgen soll, so müssen bei dem Kostenvergleich alle in Betracht kommenden Umstände berücksichtigt werden. Die Kosten der Gerüste sind leicht festzustellen; über ihren Umfang wird kaum ein Zweifel entstehen. Für das Verstürzen mit Prahmen kommen dagegen

mehrere Umstände in Betracht, die schwerer in Zahlen zu fassen sind. Zu den ebenfalls unschwer zu bestimmenden Ausgaben für die Beschaffung der Prahme und Schleppdampfer, ferner der Beladeanlage müssen gegebenenfalls noch die für den vorläufigen Schutz der ganzen Flotte erforderlichen Einrichtungen gerechnet werden. Die Betriebskosten sämtlicher Fahrzeuge und Verladekrane sind gleichfalls noch genügend genau zu erfassen, dagegen lassen sich die durch das Seerisiko für die Fahrzeuge anzunehmenden Summen schwer richtig schätzen und noch schwieriger dürfte dies in bezug auf die Arbeitsleistung und die Verluste sein, die durch Unterbrechung der Arbeiten infolge unruhigen Wetters eintreten. Es wird hierfür ein bedeutender Betrag gerechnet werden müssen, der dann oft die scheinbare Billigkeit des Verfahrens mit Prahmen gegenüber dem mit Gerüsten in ganz anderem Lichte erscheinen läßt.

G. Berechnung der Hafenaußenwerke.

Bei der Bestimmung der Abmessungen der Hafenbauwerke muß in erster Linie von der Gewalt der Wellen ausgegangen werden. Über diese sind in Bd. I, S. 149 u. f. bereits Mitteilungen gemacht worden. Wie daraus zu entnehmen ist, ist die Kenntnis dieser Kräfte noch eine sehr geringe, so daß z. B. der X. Internationale Schiffahrts-Kongreß in Mailand im Jahre 1905 nach eingehenden Beratungen folgenden Beschluß faßte:

„I. Die Gewalt der Wellen und die wesentlich dynamischen Wirkungen, die sie auf die äußeren Molen ausüben, haben sich bisher allen Messungen entzogen.

Die Zerstörung von Anlagen am Meere müssen den wiederholten dynamischen Wirkungen zugeschrieben werden, die ebenfalls bis heute nicht festgelegt werden konnten.

Beim Entwurf neuer Anlagen am Meere wird der Ingenieur die wertvollsten Anhaltspunkte in der Prüfung bestehender Anlagen finden, wobei er vergleichsweise das Verhalten und die Stärke der Wellen auf der hohen See, die Bildung des Ufers und des Grundes in der Nähe des Hafens in Betracht ziehen muß, ebenso aber auch jeden anderen Umstand, der ihm nützliche Schätzungsgrundlagen liefern kann."

„II. Der Kongreß weist auf die Auskünfte hin, die ihm sowohl durch mündliche wie schriftliche Berichte gegeben sind; er ist der Meinung, daß die Ingenieure darin wertvolle Anhaltspunkte für den Bau von Molen hinsichtlich der Gewalt der Wellen finden werden; er glaubt aber nicht bei der großen Verschiedenheit der vorkommenden Fälle bestimmte Beschlüsse fassen zu können."

Wenn hiernach dem Vergleich mit guten, ausgeführten Beispielen unter sorgfältiger Würdigung aller örtlichen, besonderen Umstände, wie der Meerestiefe, der Entfernung der nächsten gegenüberliegenden Küsten, der Richtung der stärksten Winde, der Gestaltung des Ufers, bei der Festsetzung der Abmessungen für neue Bauwerke die Hauptrolle zugesprochen wird, so besteht doch die Hoffnung, daß es mit der Zeit mehr und mehr gelingen wird, die Kraft der Wellen zu erforschen und dadurch die Anstellung von gewisenhaften

Rechnungen über die zu wählenden Querschnittabmessungen zu ermöglichen. In dieser Hinsicht sind die Angaben von Wert, die Luigi Luiggi über die Kraft der Wellen zusammengestellt hat,[1]) von denen hier eine zeichnerische Darstellung der Kräfte wiedergegeben sei (Abb. 194), die für Genua und die höchsten dort vorkommenden Wellen von 6 bis 7 m Höhe beobachtet bezw. berechnet worden sind. Die Kurve bestätigt die Tatsache, daß die Gewalt der Wellen in Höhe des Wasserspiegels am stärksten ist und daß sie nach oben und unten abnimmt. Diese Abnahme ist nach unten stärker als noch oben. Die größte Kraft von 30 t je m² stimmt mit den an anderen Stellen gemachten Messungen überein Derartige Eimittlungen sollten wo nur irgend möglich mit Hilfe der neueren z. B. von Gaillard u. a. angegebenen Wellenkraftmesser angestellt werden, um die Kenntnisse auf diesem Gebiet zu vermehren. In Anbetracht der gewaltigen Summen, die bei Hafenbauten fast immer in Betracht kommen, werden die auf Versuche und Messungen entfallenden Beträge stets verschwin-

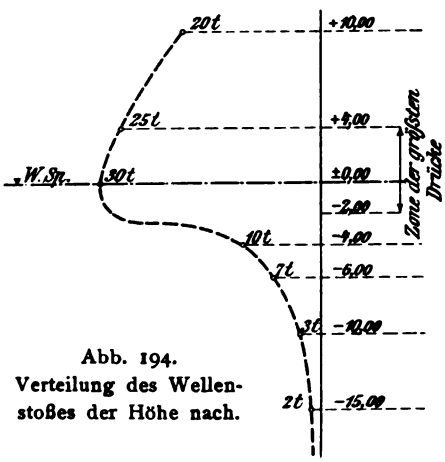


Abb. 194.
Verteilung des Wellenstoßes der Höhe nach.

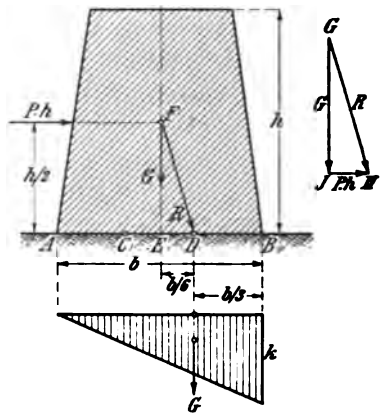


Abb. 195.

dend gering sein und durch etwaige Ersparnisse bei den Querschnittbemessungen wohl immer reichlich aufgewogen werden.

Die in nachstehendem gegebenen kurzen rechnerischen Untersuchungen sind weit entfernt davon, für alle Fälle zu gelten, sie sollen nur auf einige Hauptgesichtspunkte hinweisen, die bei dem Entwurfe von Bauwerken mit in Erwägung zu ziehen sind.

Man hat zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem das Bauwerk auf Felsboden steht und mit dem Ustergrund durch Mörtel fest verbunden ist oder auf losem Boden errichtet ist bezw. auf Felsboden ohne besondere Verbindung aufsteht.

Nimmt man für den ersten Fall an, daß die Vorderfläche des Bauwerks (Abb. 195), durch den Wellenstoß P in t je m² gleichmäßig getroffen wird und stellt man ferner die Bedingung, daß Zugspannungen an der Vorderkante der Fuge AB nicht auftreten dürfen, was in Anberacht der durch den Wellenstoß eintretenden Erschütterungen geraten ist, so darf die Mittelkraft aus P

[1]) Giornale del genio civile 1909, S. 297 u. f.

und dem Gewicht G der Mauer nicht über den Drittelpunkt D hinausgehen; unter Anwendung der in der Abbildung angegebenen Bezeichnungen ergibt sich dann aus der Ähnlichkeit des Dreiecks FED mit dem Krafteck GJH

$$\frac{b}{6} : \frac{h}{2} = \frac{P \cdot h}{G}$$

oder

$$b = \frac{3\,P \cdot h^2}{G}.$$

In diesem Falle ist die größte Druckspannung k zu bestimmen aus der Beziehung

$$\frac{1}{2} k \cdot b = G.$$

Ersetzt man den Wert G in der ersten Gleichung durch den aus der letzten erhaltenen, so ergibt sich:

$$b = \frac{3\,P \cdot h^2}{\frac{1}{2} k \cdot b}$$

und

$$b^2 = \frac{6\,P \cdot h^2}{k}$$

oder

$$b = h \sqrt{\frac{6\,P}{k}}.$$

Aus dieser Gleichung läßt sich die Breite b eines Bauwerks bestimmen, wenn die Wellenkraft P, die Höhe h und die größte zulässige Druckspannung k bekannt sind.

Außer der Bedingung, daß bei A keine Zugspannungen auftreten, muß auch noch diejenige erfüllt werden, daß das Bauwerk in der Fuge AB nicht abgeschoren werden kann.

Bezeichnet man die zulässige Scherspannung des Mörtels mit τ, so muß sein

$$P \cdot h < b \cdot 1 \cdot \tau$$

oder

$$b > \frac{P \cdot h}{\tau}.$$

In dem betrachteten Falle kommt das Gewicht des Bauwerks voll zur Geltung, so daß ein Auftrieb nicht eintreten kann.

Nimmt man z. B. an $P = 30$ t/m², $h = 10$ m, $k = 10$ kg/cm² oder 100 t/m², ferner $\tau = 4$ kg/cm² oder 40 t/m², so würde sich die Breite b des Bauwerks aus der ersten Bedingung zu

$$b = 10 \sqrt{\frac{6 \cdot 30}{100}} = 13{,}4 \text{ m}$$

und aus der zweiten zu

$$b \geqq \frac{30 \cdot 10}{40} = 7{,}5 \text{ m}$$

ergeben; der größere Wert würde natürlich maßgebend sein.

Für den zweiten Fall bei loser Verbindung des Bauwerks mit dem Baugrund gilt zunächst die Bedingung, daß das Bauwerk nicht umgestürzt werden kann.

Nach Abb. 196 muß dann sein:

$$\frac{Gb}{2} > P \cdot h \cdot \frac{h}{2}$$

$$b > \frac{P \cdot h^2}{G}.$$

Man kann nun überschläglich $G = b \cdot h \cdot d$ setzen, worin d vom Einheitsgewicht des Baustoffes abhängt.

Hierbei ist zu berücksichtigen, daß in diesem Falle der Auftrieb voll zur Wirkung kommt, also für den eingetauchten Teil des Bauwerks, bei der Berechnung des Gewichts das Gewicht der verdrängten Wassermasse in Abzug gebracht werden muß. Ist z. B. das Einheitsgewicht des Baustoffes s und das Bauwerk zur Hälfte eingetaucht, so würde sich ergeben:

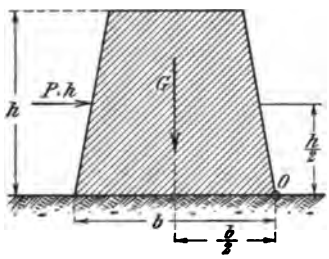


Abb. 196.

$$G = b\left[\frac{h}{2}s + \frac{h}{2} \cdot (s-1)\right]$$

$$= b \cdot h\,(s - 0{,}5),$$

also zu setzen sein

$$d = s - 0{,}5.$$

Ist das Bauwerk um $^1/_3$ der Höhe eingetaucht, so ergibt sich ebenso

$$d = s - {}^1/_3,$$

ist es $^2/_3$ der Höhe eingetaucht, so folgt

$$d = s - {}^2/_3.$$

Führt man den für G gegebenen Wert in die erste Gleichung ein, so erhält man

$$b > \frac{P \cdot h^2}{b \cdot h \cdot d}$$

oder

$$b > \sqrt{\frac{P \cdot h}{d}}$$

außerdem muß Sicherheit gegen Gleiten vorhanden sein, das ist der Fall, wenn bei einem Reibungsbeiwert von 0,7

$$0{,}7\,G > P \cdot h$$

oder

$$0{,}7 \cdot b \cdot h \cdot d > P \cdot h,$$

mithin

$$b > \frac{P}{0{,}7\,d}.$$

Wählt man daselbe Beispiel, so ergibt sich aus der ersten Bedingung, wenn für d der Reihe nach $s - \frac{1}{3}$, $s - \frac{1}{2}$ und $s - \frac{2}{3}$ gesetzt wird bei $s = 2{,}40$

$$b > \sqrt{\frac{30 \cdot 10}{2{,}4 - \frac{1}{3}}} \text{ bezw. } \sqrt{\frac{30 \cdot 10}{2{,}4 - \frac{1}{2}}} \text{ bezw. } \sqrt{\frac{30 \cdot 10}{2{,}4 - \frac{2}{3}}}$$

$b > 12$ bezw. 12,6 bezw. 13,2 m

und aus der zweiten Bedingung

$$b > \frac{30}{0{,}7\left(2{,}4 - \frac{1}{3}\right)} \text{ usw.}$$

$b > 20{,}7$ bezw. 22,6 bezw. 24,7 m.

Zu der ersten Beziehung ist noch zu bemerken, daß sie nur ein Mindestmaß darstellt, denn außer der Bedingung der Sicherheit gegen Umstürzen muß auch noch die erfüllt sein, daß der Baugrund an der Vorderkante nicht überbeansprucht wird. Hierzu kann die für fest mit dem Baugrund in Verbindung gebrachte Bauwerke abgeleitete Gleichung benutzt werden.

Kapitel XI.

Einfassung der Hafenbecken.

(Bohlwerke, Ufermauern, Dalben und Ankerbojen.)

I. **Ufereinfassungen.**

A. **Geböschte Uferbegrenzungen.** a) Vorläufige Befestigungen. — Beispiele: Harburg, Kaiserhafen-Danzig, Geestemünde. — b) Endgültige Befestigungen. — Beispiel: Scheveningen.

B. **Teils steil, teils geböscht ausgebildete Begrenzungen.** a) Unterer Teil aus einfacher Spund- oder Bohlwand. — Beispiele: Kolbergermünde, Rosenberg, Cuxhaven, Kiel, Saßnitz. — b) Unterer Teil aus Spundwand mit Schrägpfählen. — Beispiele: Bremen, Hamburg, Emden. — c) Oberer Teil durch Lösch- und Ladebrücken überdeckt. — Beispiele: Gr.-Heydekrug, Bommelswitte, Norderney, Bremen.

C. **Steile Uferbegrenzungen.**

a) Bohlwerke aus Holz. — Beispiele: Swinemünde, Pillau, Emden, Schulau, Geestemünde.

b) Bollwerke. — Beispiele: Bremen. Glückstadt, Königsberg, Neufahrwasser, Pillau, Stettin, Neufahrwasser, Rotenburgsort.

c) Kaimauern. — 1. Kaimauern auf Pfahlrost. — α) Allgemeines und Berechnungsgrundlagen. — β) Kaimauern mit hinterer Spundwand. — Beispiele: Nur mit Druckpfählen: Emden, Geestemünde, Rotterdam, Königsberg, Stettin, Brunsbüttel; mit Zugpfählen: Hamburg (Roßhafen), Danzig (Kaiserhafen), Königsberg an der Krämerbrücke. — γ) Kaimauern mit vorderer Spundwand. — Beispiele: Cuxhaven, Bremen (Hafen II); mit Pfahlböcken: Stettin (Dunzigufer), Lübeck. — δ) Kaimauern auf Pfahlrost unter Verwendung von Eisenbeton. — Beispiele: Wilhelmshaven (Handelshafen), Stockholm, Norrköping, Kopenhagen, Wilhelmshaven (Bauhafen), Düsseldorf. — 2. Kaimauern verschiedener Gründungsarten. a) Ausführung im Trockenen. — Beispiele: Liverpool, Cardiff, Swansea, Dünkirchen. — b) Gründung unter Wasser. — α) Baugrund von der Hafensohle an tragfähig. — Beispiele: Schwimmkörper aus Holz: Petersburg; aus Eisen: Zeebrügge; aus Eisenbeton: Rotterdam (Schiehaven), Nörresundby, Talcahuano. — Betonschüttung unter Wasser: Beispiele: Venedig (Punto franco), Holtenau (Außenhafen). — Versetzen von künstlichen Blöcken: Beispiele: Genua (Ponte Frederico Guglielmo), Barcelona, Dublin, Fishguard, Barcelona. — Beton zwischen Spundwänden: Beispiel: Wilhelmshaven. — Preßluftgründung: Beispiele: Venedig (Molo di Levante nuovo), Genua (Becken Victor Emmanuel III.); Uferbrücken: Genua (Kai delle Grazie und Südseite des Molo vecchio). — β) Baugrund in größerer Tiefe tragfähig. — Brunnengründung: Beispiele: Baltimore, Cork, Glasgow, Calais, Hamburg (Dalmannkai), Glasgow (Rothesaydock), Salina Cruz, Ymuiden (Fischereihafen). — Preßluftgründung: Beispiele: Antwerpen (Scheldekai), Bordeaux (Kai de Bourgogne und Hafenbecken 2), Lissabon. — γ) Kaimauern auf nicht tragfähigem Baugrunde. — Beispiele: Rotterdam (Kaimauer am Eisenbahnhafen), Montevideo, Spezzia (Kai Varicella, Hafenzunge 1, Kai Marola).

II. **Ausrüstung der Ufereinfassungen.**

A. **Reibehölzer.** An Bohlwerken und Bollwerken, Hinweise auf frühere Beispiele. — An Kaimauern, Reibepfähle. — Beispiele: Rotterdam, Hamburg (Roßkai). — Hinweis auf frühere Beispiele: Geestemünde (Südufer), Cuxhaven. — Reibehölzer: Bremerhaven, Barcelona, Cuxhaven.

B. **Steigeleitern und Treppen.** Beispiele: Lübeck, Harburg, Bremerhaven, Geestemünde.

C. **Vorrichtungen zum Befestigen der Schiffe.** a) An der Vorderseite der Mauer. — Bootsbügel, Bootsringe: Hamburg. — Schiffsringe: Lübeck, Hamburg, Bremen. — b) Auf der Kaimauer. — Schiffsringe, Poller: Beispiele: Aus englischen Häfen, Dünkirchen, Hamburg, Bremerhafen, Haidar Pascha. — c) Hinter der Kaimauer. — Holzlandfeste, Granitpoller: Neufahrwasser. — Gußeisenpoller: Cuxhaven, Kiel, Bremerhaven. — d) Berechnungsgrundlagen und Zusammenstellungen.

III. **Dalben und Ankerbojen.**

a) Allgemeine Anordnung. — b) Bauweise der Dalben. Starre Dalben: Beispiele: Bremen (5pfählig), Lübeck (8pfählig), Emden (16pfählig), Hamburg (16pfählig). — Nachgiebige Dalben: Beispiel: Amsterdam (9pfählig). — c) Bauweise der Ankerbojen. — Beispiele: Kiel, Genua, Holländische Häfen.

I. Ufereinfassungen.

Die Ausbildung der Hafenufer umfaßt alle die Anlagen und Einrichtungen, die dazu dienen, die Aufgabe der Hafenbecken, den Schiffen gesicherte Liegeplätze zu gewähren und ihnen das Löschen und Laden zu erleichtern, in mehr oder weniger vollkommener Weise zu erfüllen. Hierzu gehört in erster Linie der Ausbau der Ufer, da die meisten Güter auf Landverkehrswegen nach dem Hafen gelangen oder vom Schiff auf diese übergehen. Je wichtiger und wertvoller dieser Verkehr ist, umsomehr Mittel werden an die Ausbildung der Ufer gewendet, sie erreichen ihren Größtwert bei dem Ausbau steiler Ufer, bei dem gleichzeitig die Entfernung zwischen Schiff und Landverkehrsweg am kleinsten und die Förderweite für die Waren am kürzesten wird.

In zweiter Linie sind die Hafenbecken für den Verkehr, der von Schiff zu Schiff oder von Seeschiff zu Binnenschiff stattfindet, mit den nötigen Festmachevorrichtungen zu versehen, die aus Dalben und Ankerbojen bestehen.

Je nach den Anforderungen und der Art des Hafenverkehrs sind die Ansprüche, die an die Ausbildung der Ufer gestellt werden, verschieden; sie sind am geringsten bei den Zufluchts- und Fischereihäfen und am größten bei den Handelshäfen. Während bei den ersteren in den meisten Fällen ein befestigtes geböschtes Ufer genügt, kommt für die letzteren fast nur eine steile, meist senkrechte Begrenzung des Ufers in Frage. Es ergeben sich daher nach diesen Gesichtspunkten zwei Hauptgruppen von Uferformen, die geböschten und die steilen Ufer.

A. Geböschte Uferbegrenzungen.

a) Vorläufige Befestigungen.

Der einfachste Fall der Ausbildung geböschter Hafenbeckenufer tritt ein, wenn Hafenbecken bei der Anlage neuer oder bei der Erweiterung bestehender Häfen in größerem Umfange hergestellt werden, als es zunächst für den Schiffsverkehr erforderlich ist. Die Ufer erhalten den Bodenverhält-

nissen entsprechend geneigte Böschungen. In der Regel genügt ein Neigungsverhältnis von 1 : 2 bis 1 : 3, nur bei sehr weichem Schlickboden hat sich selbst eine Neigung von 1 : 5 mitunter als nicht ausreichend erwiesen.

Da der Wellenschlag die Ufer allmählich angreift und zerstört, so wird der obere Teil gewöhnlich geschützt, um Verluste an Uferfläche zu vermeiden.

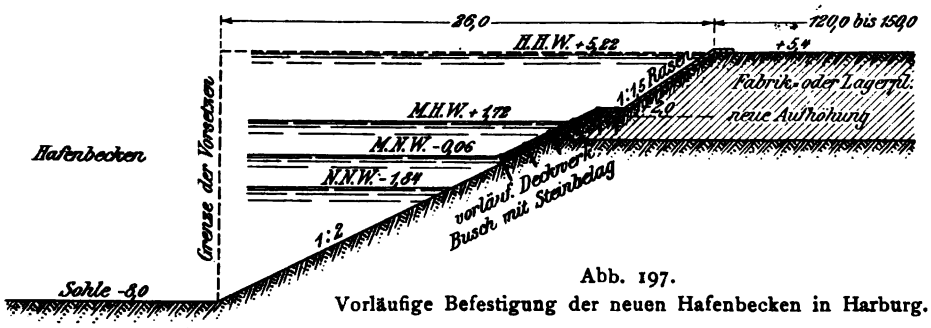


Abb. 197.
Vorläufige Befestigung der neuen Hafenbecken in Harburg.

Die Befestigung kann verschiedenartig ausgeführt werden. In Harburg (vgl. Bd. I, S. 77, Abb. 34) haben die Ufer der für den neuen Industriehafen hergestellten Becken von der Sohle an bis + 2,0 m über N.N. eine zweifache Böschung und darüber bis zur Krone eine solche von 1 : 1,5, so daß im ganzen eine rund 26 m breite Böschungsfläche entsteht, die mit zu den anstoßenden zu verkaufenden Landflächen gerechnet wird und bei einem etwaigen steilen, bis zur Sohlenlinie vorragenden Ausbau des Ufers zugeschüttet werden darf. Der vorläufige Schutz der Böschungen besteht von der auf + 2,0 m über N.N. liegenden Berme an und weiter hinab bis auf — 0,06 m unter N.N. aus einem 0,2 m starken Deckwerk aus Faschinen mit ebenso starker Steindeckung, über der Berme aus einer Rasendeckung auf 0,5 m dicker Kleibodenschicht (Abb. 197).

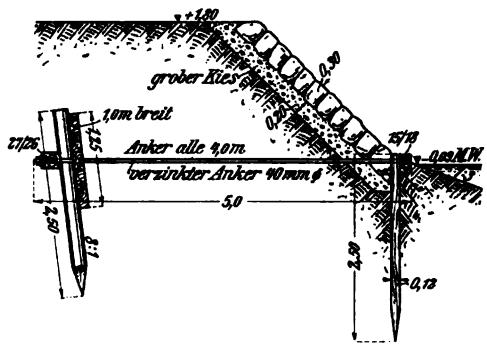


Abb. 198. Vorläufige Befestigung der Ufer des Kaiserhafens in Danzig.

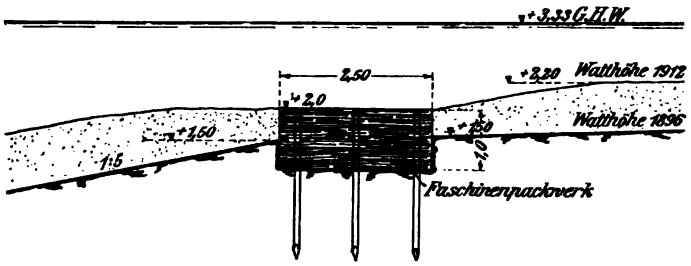


Abb. 198a.
Vorläufige Befestigung des Ostufers am Fischereihafen in Geestemünde.

Bei dem Kaiserhafen in Danzig (vgl. Bd. I, S. 66, Abb. 30), der nach und nach mit Kaimauern versehen werden soll, ist die Böschung unter M.W. unter 1 : 3, darüber unter 1 : 1 geneigt. Der obere Teil wird durch ein 30 cm starkes Pflaster, das sich gegen eine 2,5 m lange Spundwand stützt, gegen Wellenschlag geschützt (Abb. 198).

Ferner wurde bei dem auf einer Wattfläche errichteten Fischereihafen in Geestemünde (vgl. Bd. I, S. 47, Abb. 24) das zunächst unbenutzt bleibende Ufer auf der Ostseite, das planmäßig 5fache Böschung erhalten hatte, durch einen niedrigen Buschdamm nach Abb. 198a befestigt, um das Hineintreiben frisch abgelagerten Schlicks in das Hafenbecken zu verhüten. Heute ist ein großer Teil dieses Ufers bereits aufgehöht und mit einer Ufermauer versehen.

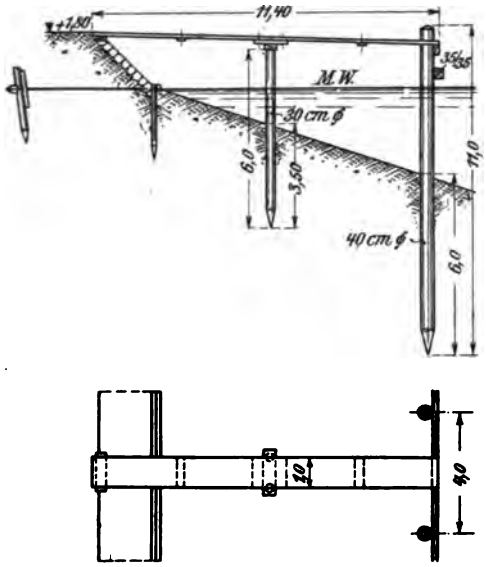


Abb. 199.
Schiffsanleger im Kaiserhafen in Danzig.

Alle diese Anlagen sind für den Schiffsverkehr nicht geeignet, da die Schiffe bei wechselnden Wasserständen in Gefahr kommen, auf das Ufer aufzusetzen. In Danzig hat man, um einzelnen Schiffen Gelegenheit zum Festmachen zu geben, eine Reihe von Dalben in der Richtung der Sohlenlinie und an einigen Stellen kurze Gordungswände hergestellt, die durch einen Laufsteg mit dem Ufer verbunden wurden (Abb. 199).

b) Endgültige Befestigungen.

In ähnlicher Weise, jedoch als endgültige Befestigung gedacht ist an dem Fischereihafen in Scheveningen (vgl. Bd. I, S. 52, Abb. 27) die für den Frischfischfang bestimmte Westseite des Binnenhafens zunächst fast in ganzer Tiefe mit einem Pflaster versehen worden, das auf einer Schotterschicht und einer mit Strohbestickung abgedeckten Kleischicht ruht (Abb. 200); um auch hier den Schiffen das Anlegen zu ermöglichen, ist längs des ganzen Ufers eine Laufbrücke hergestellt worden, die durch Stege und daran anschließende Treppen mit der Kajung verbunden ist.

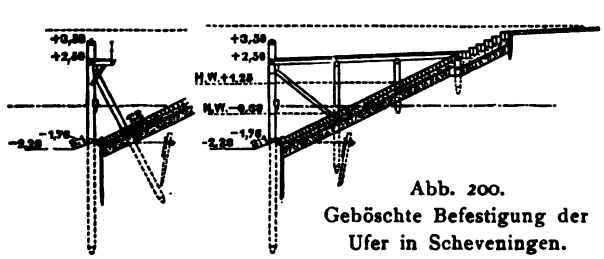


Abb. 200.
Geböschte Befestigung der Ufer in Scheveningen.

B. Teils steil, teils geböscht ausgebildete Uferbegrenzungen.

Die wie oben befestigten Ufer sind zwar sehr billig, haben aber den Übelstand, daß die Böschungsstreifen eine breite Landfläche in Anspruch nehmen und daß später der Bau einer Kaimauer, wenn sie bis zur Sohlenlinie des Beckens vorgeschoben wird, ganz in offenem Wasser erfolgen muß und daher größere Kosten entstehen.

a) Unterer Teil aus einfacher Spund- oder Bohlwand.

Wo daher zu einem in ganzer Breite geböschten Ufer nicht der genügende Platz zur Verfügung steht und ferner Schiffe am Ufer anlegen sollen, empfehlen sich Uferbefestigungen, deren unterer Teil steil und deren oberer geböscht angelegt wird. Der untere Teil besteht dann in der Regel aus einer Spundwand und der obere aus Pflaster.

Kleinere Ausführungen dieser Art sind vielfach bei Fischereihäfen hergestellt worden.

So zeigt z. B. Abb. 201 die Einfassung des Südufers in dem Fischereihafen von Kolbergermünde, die aus einer beiderseitig verholmten, 3,5 m langen Spundwand besteht, gegen die sich ein unter 1 : 1 geneigtes Pflaster

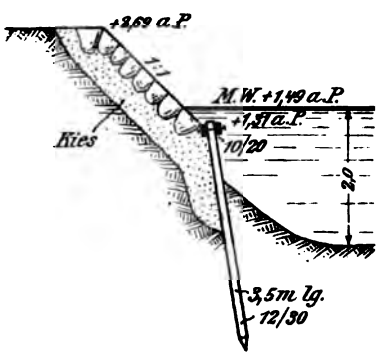


Abb. 201. Ufereinfassung im Fischereihafen von Kolbergermünde.

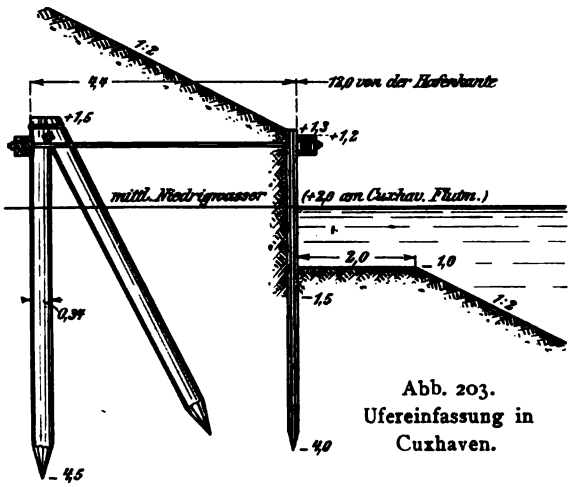


Abb. 203. Ufereinfassung in Cuxhaven.

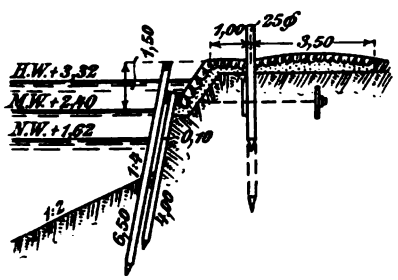


Abb. 202. Ufereinfassung in Rosenberg am Königsberger Seekanal.

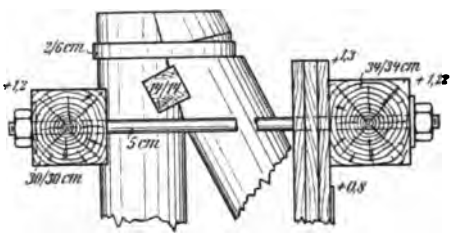


Abb. 204. Einzelheiten zu Abb. 203.

auf Kiesunterlage stützt. Auch die Spundwand ist mit Kies hinterfüllt, um Hinterspülungen zu vermeiden, eine Maßregel, die in derartigen Fällen stets zu empfehlen ist. Durch die Schrägstellung der Spundwand wurde hier eine Verankerung entbehrlich.

In ähnlicher Weise ist das Ufer des Lösch- und Ladeplatzes der Gemeinde Rosenberg am Königsberger Seekanal ausgeführt worden, nur ist die Spundwand hier verankert und mit einer verholmten Prellpfahlreihe versehen worden (Abb. 202). Zum Festmachen der Schiffe dient eine an der Grenze zwischen Ufereinfassung und Ladestraße stehende Anbindepfahlreihe.

Eine etwas größere Ausführung stellt die durch Abb. 203 wiedergegebene Spundwand aus dem Hafen von Cuxhaven dar. Die hier 5,3 m lange

Spundwand steht lotrecht und ist durch 1,5 m voneinander entfernte Anker mit einer Pfahlbockreihe verbunden, hinter der ein durchlaufender Holm gelagert ist. Die Einzelheiten der Bockverbindung zeigt Abb. 204.

Eine sehr zweckmäßige Form zeigt ferner die Ufereinfassung des kleinen Fischereihafens neben dem neuen Werftaußenhafen in Kiel[1]) (vgl. Bd. I, S. 27, Abb. 14); sie besteht, wie Abb. 205 erläutert. aus einer lotrecht gestellten, beiderseitig verholmten Spundwand, die durch Ankerböcke gehalten wird: sie ist mit Bohlen abgedeckt und bildet so einen 0,5 m über M.W. liegenden schmalen Laufsteg. Hieran schließt sich eine mit gespaltenen Findlingen auf Kies- und Tonunterlage gepflasterte Böschung, die in halber Höhe in eine 3 m breite Berme übergeht, um einen für die Fischerei günstig gelegenen Strandweg zu bilden. Darauf setzt sich das Pflaster bis zu der anschließenden Uferstraße fort.

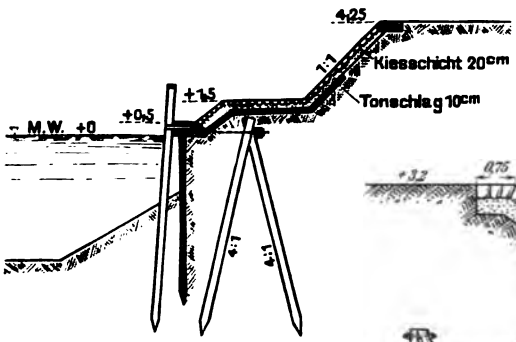


Abb. 205. Ufereinfassung des Fischereihafens neben dem Werftaußenhafen in Kiel.

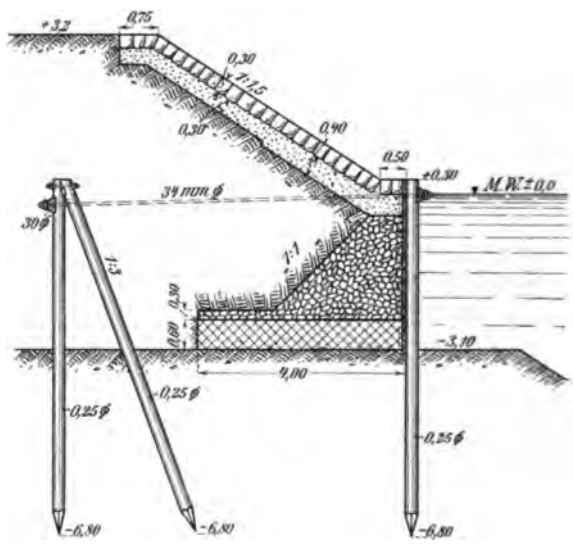


Abb. 206. Uferdeckwerk in Saßnitz.

Wo die zu befestigenden Ufer dem Wellenschlag und der Strömung nicht ausgesetzt sind, kann die stets sehr kostspielige Spundwand bisweilen auch durch eine Pfahlreihe ersetzt werden, gegen die sich Tafeln aus wagerecht liegenden Bohlen lehnen. Gegen Unterspülung und Auswaschen der Hinterfüllung kann durch Sinkstücke und Kies- bezw. Steinschüttungen hinter der Bohlwand Vorkehrung getroffen werden. Ein gutes Beispiel für eine solche Anordnung zeigt das Deckwerk im Hafen von Saßnitz (vgl. Bd. I, S. 43, Abb. 22), dessen Querschnitt durch Abb. 206 dargestellt wird. Die in 3 m Abstand angeordneten Pfähle werden jeder durch einen Ankerbock gehalten und bieten den Stützpunkt für eine 5 cm starke Bohlentafel. Die Hinterfüllung besteht im untersten Teil aus einem 0,60 m starken Sinkstück mit einer 0,30 m dicken Steinbeschüttung und im weiteren Verlauf aus einer nach hinten geböschten Schotterschüttung. Daran schließt sich auf Kiesbettung verlegtes Pflaster von 0,30 m Stärke; auch hier ist die Anordnung eines schmalen Laufweges dicht über M.W. hervorzuheben.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 142.

Die mit der Verankerung verbundenen Erdarbeiten, ferner die Behinderung etwaiger hinter der Spundwand zu errichtender Baulichkeiten durch die Anker haben in vielen Fällen dazu geführt, an Stelle der Verankerung die Standsicherheit der Spundwand durch Schrägpfähle und vorgestellte Böcke zu gewährleisten.

Es empfiehlt sich das besonders dann, wenn später an der gleichen Stelle eine Kaimauer hergestellt werden soll; man kann dann die Anordnung so treffen, daß die vorläufig auszuführende Spundwand mit ihrer Stützung einen Teil der späteren Kaimauer bildet.

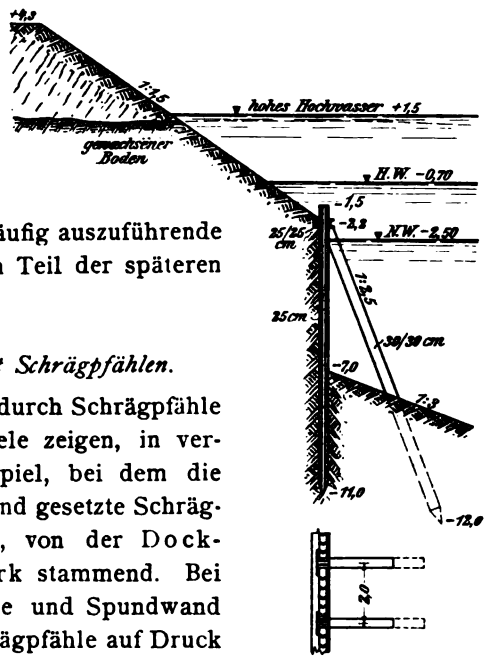


Abb. 207. Ufereinfassung an der Dockliegestelle im Bremer Freibezirk.

b) Unterer Teil aus Spundwand mit Schrägpfählen.

Die Stützung einer Spundwand durch Schrägpfähle kann, wie die nachfolgenden Beispiele zeigen, in verschiedener Weise erfolgen. Ein Beispiel, bei dem die Stützung durch eine vor die Spundwand gesetzte Schrägpfahlreihe stattfindet, zeigt Abb. 207, von der Dockliegestelle im Bremer Freibezirk stammend. Bei dieser Anordnung bilden Schrägpfähle und Spundwand eine Bockverbindung, bei der die Schrägpfähle auf Druck und die Spundwand auf Ausziehen beansprucht werden. Von Wichtigkeit ist bei einer derartigen Bauweise die Herstellung einer knotenpunktartigen Verbindung zwischen Spundwand und Schrägpfählen, die in vorliegendem Bei-

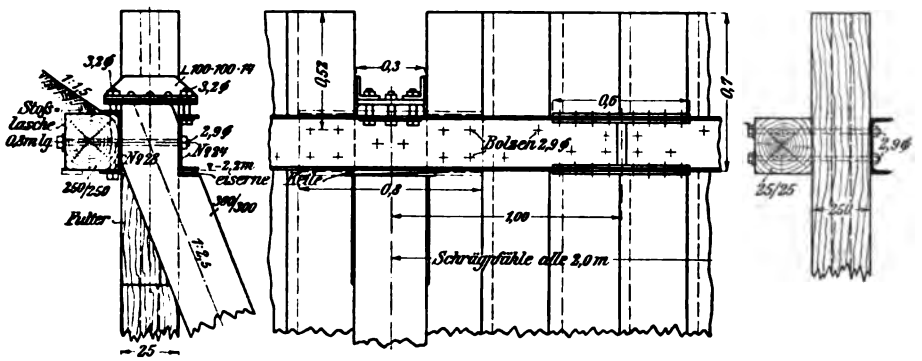


Abb. 208. Einzelheiten der Verbindung zwischen Spundwand und Schrägpfählen.

spiel in eigenartiger und zweckentsprechender Weise behandelt worden ist, wie die durch Abb. 208 wiedergegebenen, keiner weiteren Erläuterung bedürfenden Einzelheiten dartun. Diese Verbindung ist um so wichtiger, je größer die freie Länge der Spundwand wird, da dann der von ihr aufzunehmende Erddruck bedeutende Werte annimmt.

Bei einer anderen Ausführung im Vorhafen der Schleuse auf Steinwärder im Hamburger Hafen ist die Stützung der beiderseitig verholmten Pfahlwand durch abwechselnd im Abstande von 1,26 m gestellte Schrägpfähle und Pfahlböcke vorgenommen worden, deren Bauweise Abb. 209 veranschaulicht. Durch diese Anordnung wird die stets schwierige Bockverbindung zwischen Pfahl und Spundwand vermieden.

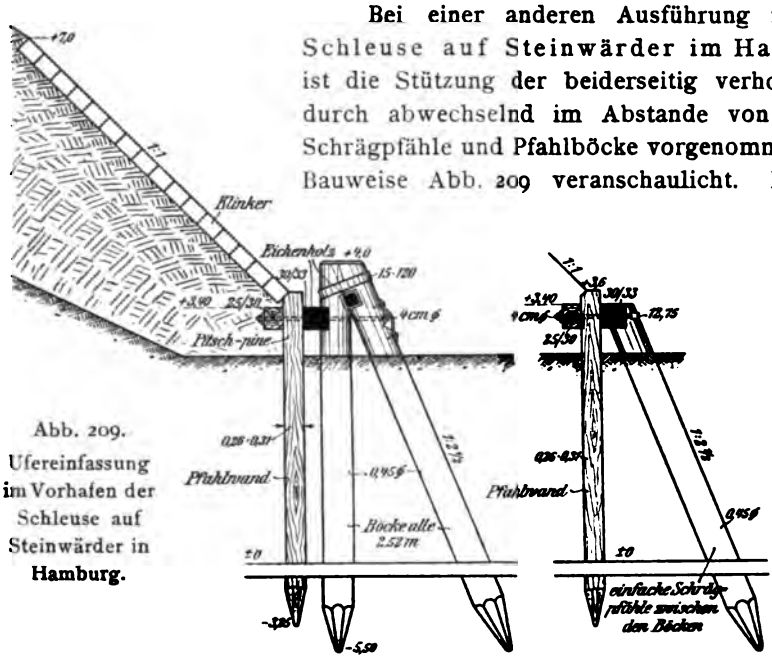


Abb. 209. Ufereinfassung im Vorhafen der Schleuse auf Steinwärder in Hamburg.

Eine ähnliche Ausführung ist in demselben Hafen an der Norderelbe zwischen Guano-Fleet und Mittelkanal vorgekommen (Abb. 210), die von der vorigen darin abweicht, daß die Spundwand nach vorn übergeneigt wurde, wodurch für den Stützbock eine günstigere Gestalt gewonnen werden konnte. Der Abstand der Böcke und Schrägpfähle voneinander beträgt hier 1,25 m. Für das Anlegen der Schiffe sind in 2,4 m Entfernung von der Spundwand 5 pfählige Dalben gerammt worden. Bei beiden Ausführungen schließt sich an die Spundwand ein unter 1 : 1 geneigtes Klinkerpflaster auf Kiesbettung an.

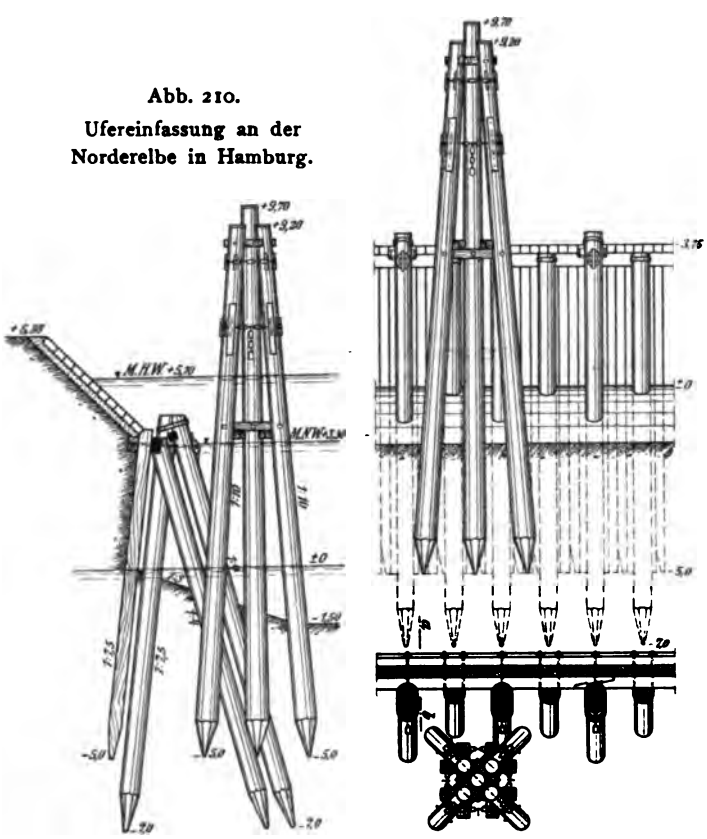


Abb. 210. Ufereinfassung an der Norderelbe in Hamburg.

Während bei diesen Beispielen die stützen-

den Elemente an einer Seite angeordnet sind, hat man dies in Emden bei der Uferbefestigung der Westseite des Außenhafens an einigen Stellen zu beiden Seiten derselben getan und damit die Böcke gewissermaßen über die

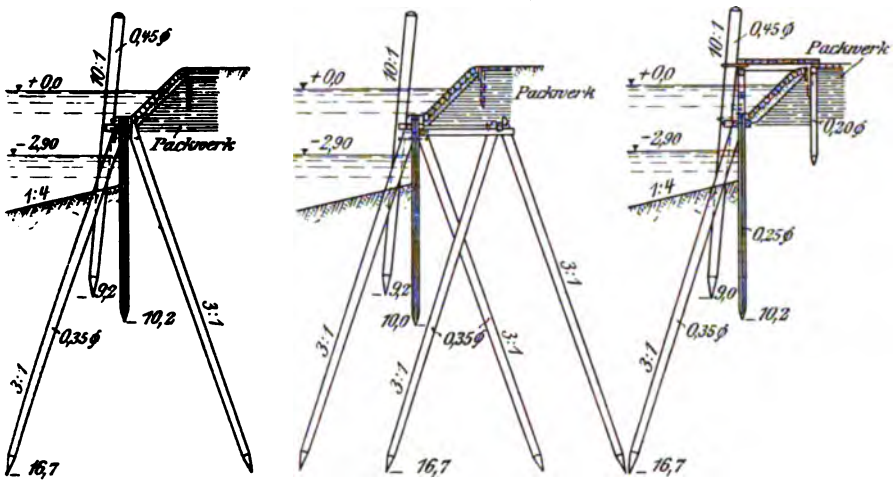


Abb. 211. Ufereinfassungen an der Westseite des Außenhafens in Emden.

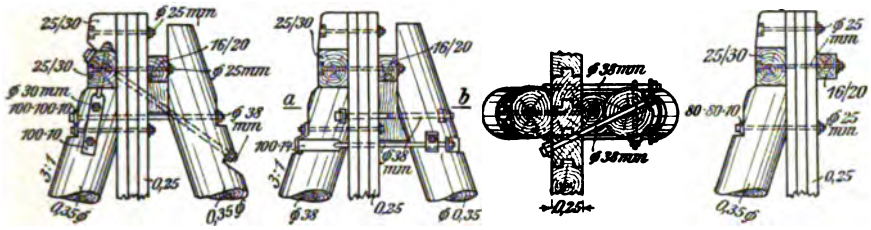


Abb. 212. Einzelheiten zu Abb. 211.

Spundwand gestellt, es ergibt sich dann für diese eine günstigere Gestalt (Abb. 211). An den regelmäßigen Strecken hat man sich mit vorn vorgesetzten Schrägpfählen begnügt und an einzelnen Stellen je nach der Festigkeit des Bodens die hinteren Zugpfähle als Verstärkung hinzugefügt. An besonders ungünstigen Stellen ist noch eine zweite Bockreihe angeordnet und mit der ersten durch Zangen verbunden worden. Auch hier ist man bestrebt gewesen, wie die vorzüglich durchgebildeten Einzelheiten auf Abb. 212 u. 213 zeigen, die Verbindungen der Holzteile so herzustellen, daß sie allen auftretenden Kräften gerecht werden.

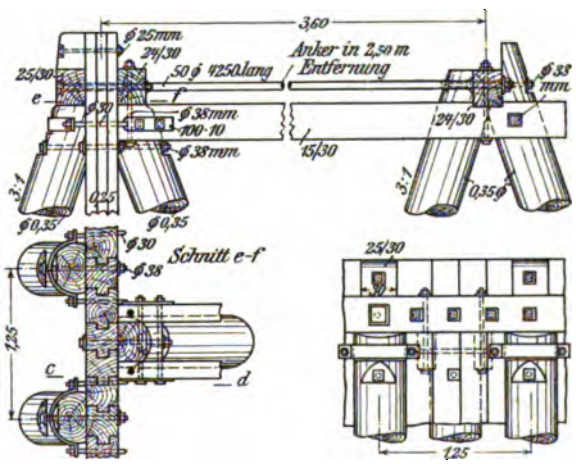


Abb. 213. Einzelheiten zu Abb. 211.

Alle diese Beispiele sind, da sie vorwiegend aus Holz bestehen, nur für Häfen geeignet, wo der Bohrwurm nicht vorkommt; sie würden aber auch gegebenenfalls aus Eisenbeton nachgebildet oder unter Benutzung von eisernen Spundwänden hergestellt werden können. Von letzteren sei hier die in Deutschland mehrfach zur Anwendung gelangte Form von Larßen (Abb. 214) genannt, von der weiter unten noch eine Anwendung Erwähnung finden wird. In Deutschland ist neuerdings von Lamp

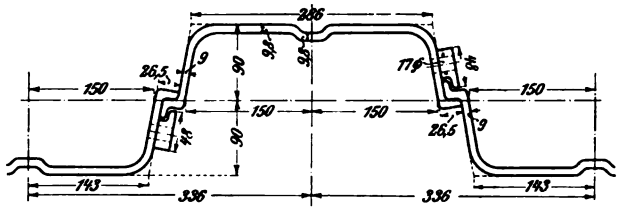


Abb. 214. Spundwand Larßen.

Abb. 215. Spundwand Lamp.

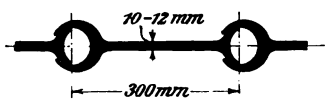


Abb. 217. Spundwand Behrend.

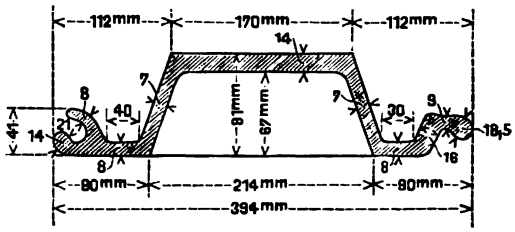


Abb. 216. Spundwand Ransome.

eine Weiterentwicklung der Larßen-Spundwand vorgenommen worden (Abb. 215), die durch ihr größeres Widerstandsmoment gute Aussichten verheißt. Mehrfach hat auch die von Ransome angegebene Form (Abb. 216) Anwendung gefunden.[1]) In Amerika wird viel eine von Behrend angegebene Spundwandform (Abb. 217) gebraucht.

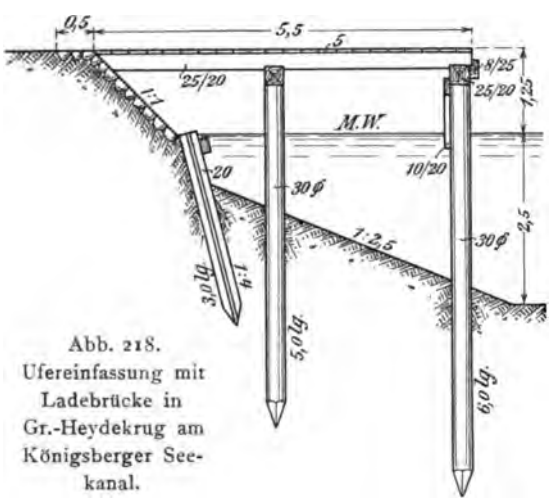


Abb. 218. Ufereinfassung mit Ladebrücke in Gr.-Heydekrug am Königsberger Seekanal.

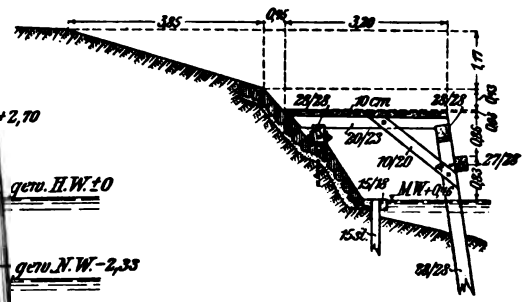
c) *Oberer Teil durch Lösch- und Ladebrücken überdeckt.*

Als Vorzug der Uferbefestigungen, deren unterer Teil aus einer Spundwand und deren oberer aus einer Böschung besteht, ist anzuführen, daß sie weniger Platz beanspruchen als unbefestigte Böschungen und daß sie gegenüber den bis obenhin durchgeführten steilen Bauwerken von geringerem Erddruck angegriffen werden. Ihr Nachteil besteht jedoch darin, daß sie für das Löschen und Laden der Schiffe unbequem sind. Diesem Mangel läßt sich etwas durch Treppen abhelfen, die in regelmäßigen Abständen in die Böschung eingebaut werden, ganz läßt er sich jedoch beheben, wenn der obere geböschte Teil auf die ganze Länge oder

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1913, S. 158.

nur streckenweise durch eine Ladebrücke überbaut wird, wie es vielfach geschehen ist.

Derartige Ladebrücken vor befestigten Ufern sind vielfach in Fischereihäfen zur Ausführung gelangt. Abb. 218 zeigt ein solches Bauwerk aus dem kleinen Hafen von


3,85
0,25
3,20
1,17
0,80
2,80
2,23
2,23
70 cm
2,23
2,23
2,20
2,23
1,20
2,20
1,20
2,20
1,20
2,20

wurde. Die Verbindung der Ladebrücke mit der Uferstraße erfolgt in Abständen von 20 m durch schmale Stege und gegebenenfalls durch daran anschließende kurze Treppen (Abb. 221 u. 222).

Für größeren Verkehr sind vereinzelte Ladebrücken nicht ausreichend; der nächste Schritt in der Ausbildung derartiger Ufer besteht dann in der Herstellung fortlaufender Ladebrücken, wie es z. B. in Bremen bei dem Ausbau des Ufers am Hohentorhafen geschehen ist. Dort war das Ufer wie auch am Woltmershauser Kanal auf eine größere Länge mit einer eisernen Spundwand nach dem System Larßen eingefaßt worden. Die Führung der Schiffe vor dem Ufer besorgte eine Anzahl von Prellböcken. Abb. 223 zeigt

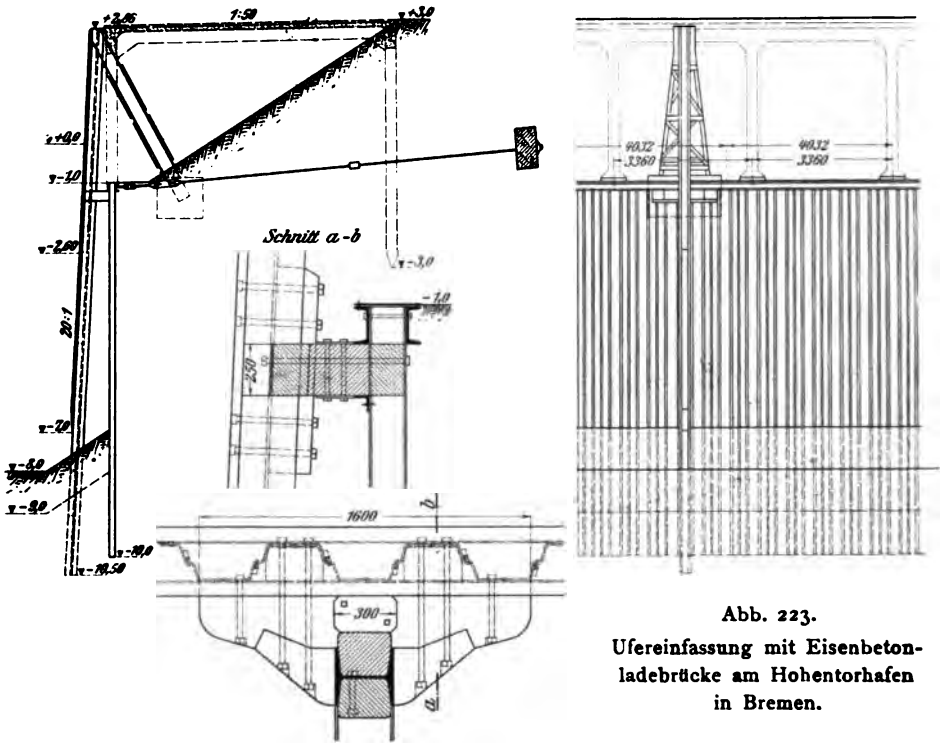


Abb. 223.
Ufereinfassung mit Eisenbetonladebrücke am Hohentorhafen in Bremen.

den Zustand des Ufers mit der vorläufigen Befestigung, die später hergestellte Eisenbetonladebrücke ist gestrichelt angegeben. Die Spundwand steht lotrecht und wird alle 4,032 m gegen einen Betonklotz verankert. Die Prellböcke befinden sich in Abständen von 10,08 m. Den oberen Abschluß der Spundwand bilden zwei sie holmartig umfassende U-Eisen. Die der Abbildung beigefügten Einzelheiten erläutern die Verbindung der Prellböcke mit der Spundwand. Den oberen Teil des Ufers bildet eine zweifache Böschung. Um nun diese vorläufige Ufereinfassung für Lösch- und Ladezwecke geeignet zu machen, wurden in 3,36 m Abstand auf der Spundwand schmiedeeiserne Schuhe festgeschraubt, die den Fußpunkt für Eisenbetonsäulen bilden; 6,58 m hinter diesen wurden zur Gewinnung der landseitigen Stützpunkte 6 m lange Eisenbetonpfähle eingerammt. Durch Verbindung der Säulen und Pfähle durch Eisenbetonbalken in der Längs- und Querrichtung entstand ein Rost, der mit Eisen-

betonplatten überdeckt wurde. In Abständen von 20 m sind Ausdehnungsfugen vorgesehen worden.[1])

Ähnliche Lösch- und Ladebrücken wurden in älteren Zeiten auch ohne Spundwand auf hölzernen Pfählen und mit ebensolchem Belag vielfach hergestellt. Man schob sie bis in die erforderliche Wassertiefe vor und ersparte in den meisten Fällen dadurch jede weitere Uferbefestigung. Ein größeres Beispiel dieser Art ist die sogen. „Lange Brücke" an der Mottlau in Danzig (vergl. Bd. I, S. 66, Abb. 30).

In neuerer Zeit sind solche Lösch- und Ladebrücken in großer Zahl aus Eisenbeton hergestellt worden, von denen einige weiter unten in einem besonderen Abschnitt als Beispiele wiedergegeben werden.

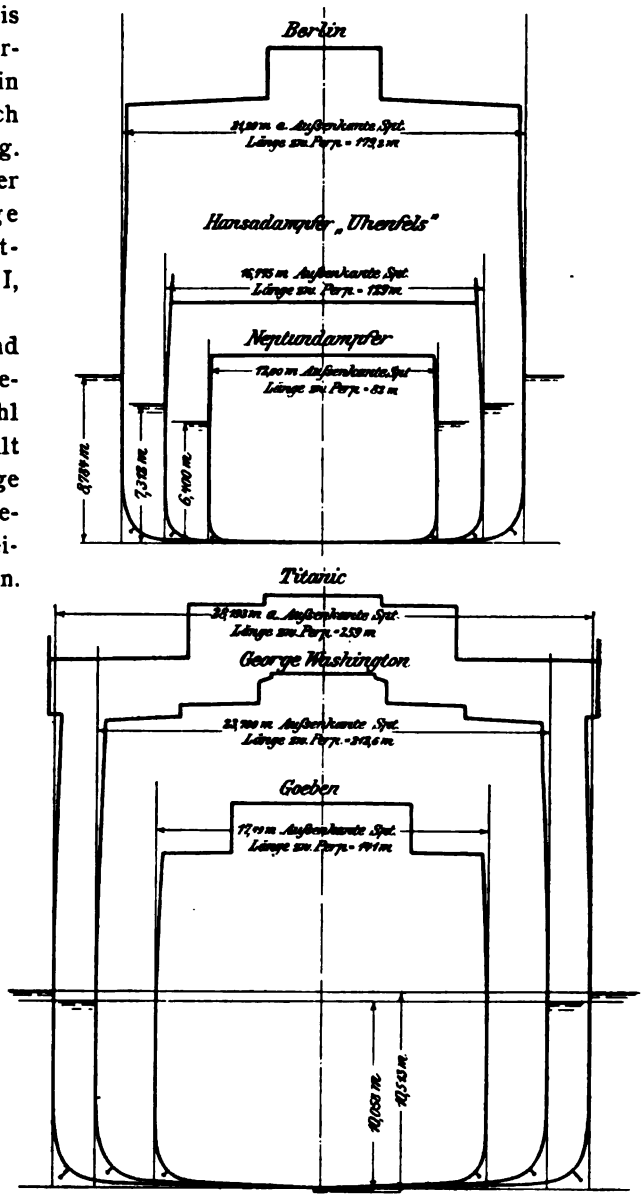


Abb. 224. Zusammenstellung der Nullspanten von Handelsdampfern verschiedener Größe.

C. Steile Uferbegrenzungen.

Während die bisher behandelten geböschten oder im unteren Teil steilen und im oberen geböschten Uferbegrenzungen nur für kleinere, weniger wichtige Häfen oder untergeordnete Teile größerer Häfen in Betracht kommen, besitzen die steilen Uferausbildungen für alle die Hafenteile die größte Bedeutung, wo ein lebhafter Verkehr zwischen Schiff und Land stattfindet. Je steiler der Ausbau des Ufers erfolgt, um so geringer wird der Zwischenraum zwischen den Schiffen und der festen Kaifläche, bis er bei lotrechter Gestaltung der Uferwand nur noch durch die Größe der zwischen Schiff und Wand er-

[1]) Weitere Einzelheiten im Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 4, S. 133 u. f.

forderlichen nachgiebigen Schutzvorrichtungen bedingt wird. Es dürfte kein Zweifel darüber bestehen, daß bei Berücksichtigung der heutigen Schiffsformen, die, wie Abb. 224 u. 225 von Handels- und Kriegsschiffen zeigen, fast vollkommen rechteckig, bisweilen sogar unten breiter als oben sind, die volle lotrechte Begrenzung der Ufer als am geeignetsten anzusehen ist. Nur dann ist es durch einfache Schutzvorrichtungen (Fender) möglich, unter allen Umständen schädliche Berührungen zwischen den Schiffen und dem unteren Teil der Uferwände zu verhüten.

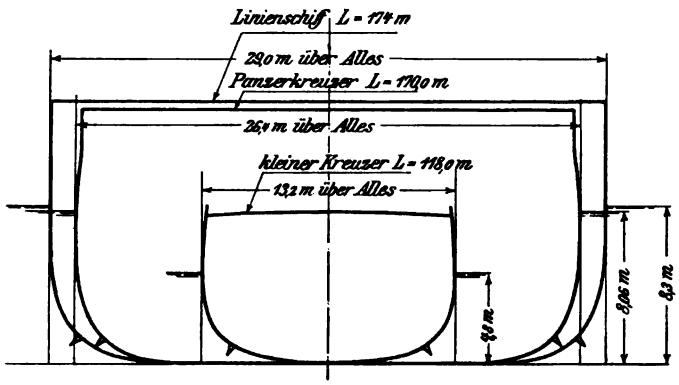


Abb. 225. Zusammenstellung der Nullspanten von Kriegsschiffen verschiedener Art.

Die bisher üblichen, etwas nach hinten geneigten Uferwände sind daher für die heutige Schiffsform nicht mehr zu empfehlen, wenn auch dabei der geringe Vorteil aufgegeben werden muß, daß die Standsicherheit bei geneigter Vorderfläche der Uferwand leichter zu erreichen ist.

Auch bei den steilen Uferbegrenzungen sind zahlreiche Bauweisen möglich, je nach der Bedeutung, die dem Bauwerk nach seiner besonderen Bestimmung oder nach dem Ort, an dem es errichtet wird, zufällt.

a) Bohlwerke aus Holz.

Eine große Anzahl besonders älterer Uferbauten wurde auch aus Holz hergestellt, und da Bohlen dabei einen wichtigen Bestandteil bildeten, so erhielten sie den Namen Bohlwerke. Zum Unterschiede von ähnlichen, in neuerer Zeit aus anderen Baustoffen hergestellten Bauwerken empfiehlt es sich, diese Bezeichnung lediglich für die ganz aus Holz hergestellten Uferwände zu gebrauchen; für die neueren Uferbekleidungsarten, bei denen Holz nur eine untergeordnete Rolle spielt oder gar nicht vorkommt, empfiehlt der Verfasser, den Namen Bollwerke anzuwenden.

Hölzerne Bohlwerke werden auch heute noch hergestellt, zunächst in Gegenden, wo das Auftreten des Bohrwurms nicht zu fürchten ist, sodann der Billigkeit wegen in kleineren Häfen, bisweilen auch bei erstmaligen Anlagen, um die Anlagekosten gering zu halten, mitunter auch der schnelleren Ausführbarkeit wegen und endlich auch in größeren Häfen an Stellen, die vorläufig mit einer Befestigung versehen werden und dabei dem Anlegen von Schiffen dienen sollen.

Bohlwerke sind ferner häufig bei großgewerblichen Anlagen, Werften, Hochofenwerken usw. am Platze, wenn deren Entwicklung nicht übersehen werden kann oder abgewartet werden soll.

Bei dem Bau eines Bohlwerks handelt es sich darum, eine Holzwand herzustellen, die sowohl das Hindurchgleiten der Hinterfüllungserde verhindert, als auch gegen den Erddruck die erforderliche Standsicherheit besitzt. Diese Wand zerfällt bei allen Bohlwerken in einen unteren unter Wasser und einen oberen darüberliegenden Teil. Die Grenze wird dadurch bedingt, daß der untere Teil unvergänglich sein soll, mithin unterhalb der Fäulnisgrenze und doch andererseits so hoch liegen muß, daß die Verbindung beider Teile ohne schwierigere Wasserhaltungsarbeiten möglich ist. Für die Bestimmung der fraglichen Grenze sind die in Bd. I auf S. 217 u. 218 gemachten Angaben von besonderem Werte.

Der untere Teil der Bohlwand besteht in den allermeisten Fällen aus einer lotrechten oder bis 10 : 1 geneigten Spundwand, die am oberen Ende ein- oder beiderseitig verholmt wird. Gewöhnlich wird die Oberfläche von Spundwand und Holm, um Undichtigkeiten zwischen beiden zu schließen, mit starken Bohlen abgedeckt. Dicht vor dieser Wand in Abständen von 1,25 bis 1,5 m werden lange Rundpfähle gerammt, die bis zur Kaihöhe hinaufreichen. Sie werden am oberen Ende durch einen Holm und gewöhnlich auch noch durch einen davorgelegten Holm untereinander verbunden. Diese Pfähle dienen zur Stützung des oberen Teils der Bohlwand, der aus wagerecht übereinandergelegten, an den Bohlwerkpfählen festgenagelten Bohlen besteht. Zur Erhöhung der Dichtigkeit werden die Fugen zwischen den Bohlen durch Schwarten oder Zinkstreifen übernagelt. Um die Hinterspülung des Bohlwerks an undicht geratenen Stellen zu verhüten, empfiehlt es sich, die ganze Bohlwand mit grobem Kies oder Ziegelbrocken zu hinterfüllen, in deren Hohlräumen sich die Kraft des eingedrungenen bewegten Wassers aufzehrt, ehe die feine Hinterfüllungserde erreicht wird.

Zur Erzielung der Standsicherheit einer so hergestellten Bohlwand wird eine Verankerung angeordnet, die in der Regel aus zwei dicht nebeneinander gerammten Ankerpfählen, einem dahinterliegenden, zur Aufnahme des oder der Anker bestimmten Ankerriegel und einer vor den Pfählen angebrachten Ankertafel besteht. Die Verankerung erfolgt etwa bei jedem zweiten bis vierten Pfahl, die dazwischenstehenden werden durch Bolzen mit der Spundwand und den Holmen verbunden.

Treten bei größeren Ausführungen die einzelnen Verankerungen sehr nahe aneinander, so werden bisweilen auch die Ankerriegel und Ankertafeln durchgehend angeordnet.

Für eine gute Wirksamkeit der Verankerung ist es wichtig, daß sie so weit von der Bohlwand abgerückt wird, daß die von der Hafensohle an der Spundwand ausgehende Gleitfläche des aktiven Erddrucks sich mit der von der Unterkante der Ankertafel ausgehenden Gleitfläche des passiven Erddrucks nicht in der Hinterfüllungserde schneidet (Abb. 238).

Bei wenig tragfähigem Boden besteht die Gefahr, daß bei starker Belastung der Kaiflächen sich die ganze Verankerung mit dem Bohlwerk in Bewegung setzt; in solchen Fällen ist die Verankerung aus einer Reihe von Pfahlböcken zu bilden, die aus Zug- und Druckpfählen bestehen und genügend tief in den tragfähigen Baugrund hineinreichen. Die Anbringung von Anker-

tafeln an der Vorderseite der Böcke kann zur Erhöhung der Wirkung außerdem noch bestehen bleiben.

In der Notwendigkeit einer tief in die Kaifläche eingreifenden Verankerung besteht ein Hauptnachteil der Bohlwerke, da sie die beliebige Ausnutzung der Hafenflächen zur Aufstellung von Gebäuden beschränken.

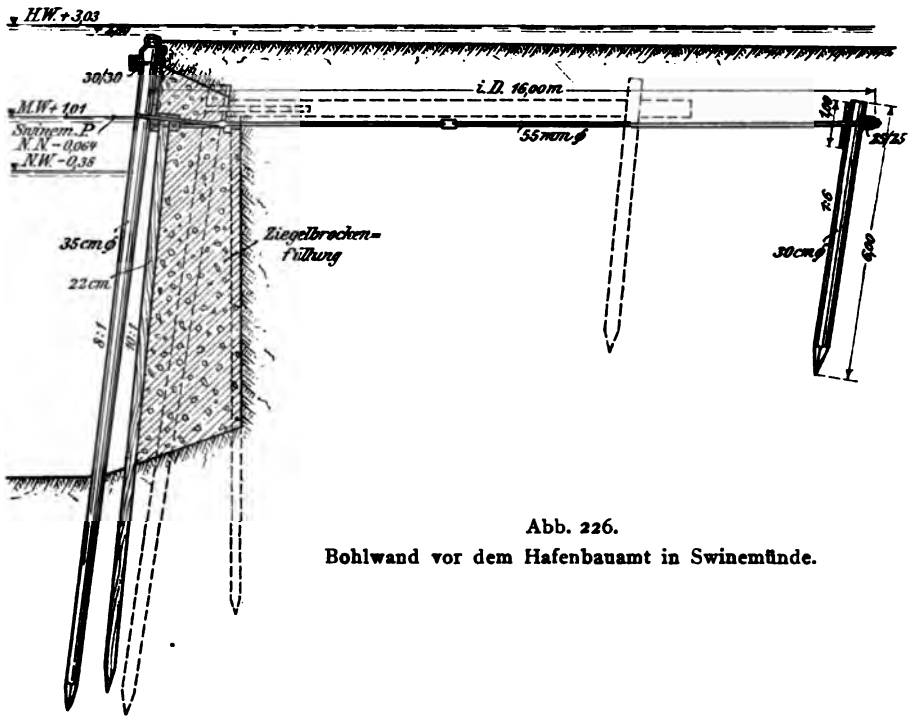
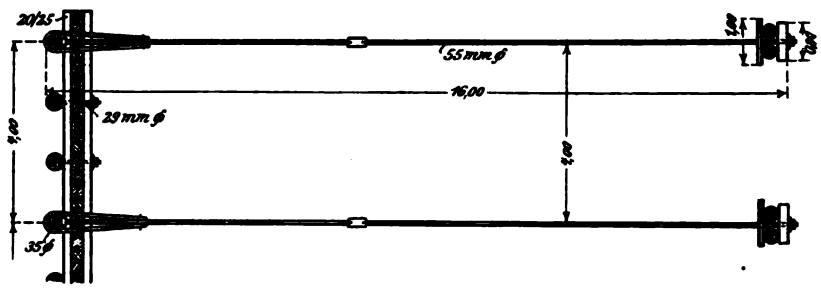


Abb. 226.
Bohlwand vor dem Hafenbauamt in Swinemünde.



Als Beispiel eines regelrecht ausgeführten Bohlwerks bei einer größeren Wassertiefe sei hier das in Swinemünde bei Gelegenheit der Erneuerung der alten Uferwand vor dem Hafenbauamt und dem Schiffahrtsamt ausgeführte Bauwerk wiedergegeben (Abb. 226). Den unteren Teil bildet eine 22 cm starke, 13 m lange Spundwand, die beiderseitig verholmt ist. Die Oberfläche ist mit 8 cm starken Bohlen abgedeckt. Die davorstehenden Bohlwerkpfähle sind bei 0,35 m mittlerem Durchmesser 15 m lang und durch einen 20 × 30 cm starken Holm verbunden, der etwa in halber Höhe über die Kaifläche vorsteht. Der Holm ist durch eiserne Bügel mit den Pfählen verbunden.

Der Bohlenbelag hat 8 cm Stärke und ist durch Schwarten gedichtet. An der Vorderseite der Bohlwerkpfähle ist in der Nähe des oberen Endes ein 30 . 30 cm starker Holm als Reibholz durch Bolzen befestigt. Die Hinterfüllung zwischen dem alten und dem neuen Bohlwerk besteht aus Ziegelbrocken.

Die Verankerung ist in der oben beschriebenen Weise durch im Mittel 16 m lange Anker gebildet und bei jedem vierten Pfahle angeordnet. Die Anker greifen an dem vorderen Spundwandholm an und bestehen aus zwei durch ein Spannschloß verbundenen Stücken. Außerdem ist der vor dem Anker stehende Bohlwerkpfahl durch eine Bandeisenschleife mit dem Anker

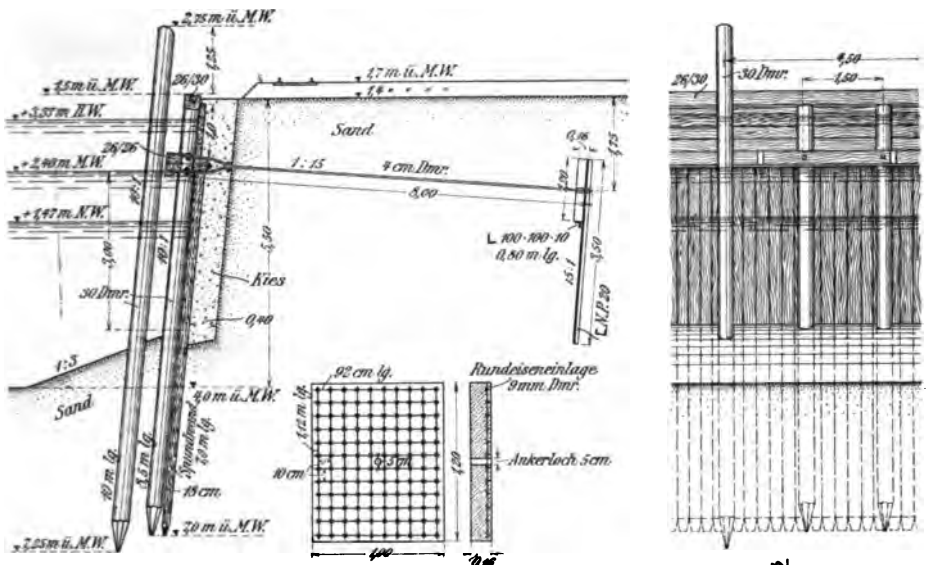
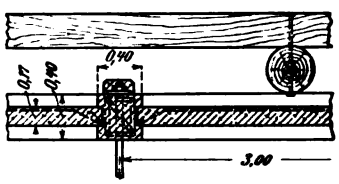
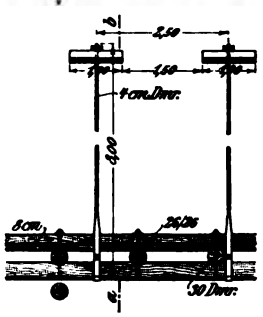


Abb. 227. Bohlwerk am Kielgraben in Pillau.

verbunden. Alle übrigen Pfähle sind durch Bolzen mit der Spundwand vereinigt.





Bezüglich der flußeisernen Anker, die nur verzinkt verwendet werden sollten, sei noch auf die in Königsberg an einem weiterhin erwähnten Beispiel gemachten Erfahrungen hingewiesen,[1]) wo sich bei den vorgenommenen Prüfungen herausstellte, daß einmal das zu Gewinden gewählte Eisen geringere Festigkeit aufwies und daß ferner die Schweißungen mehrfach an den Verbindungsstellen zwischen den Gewinden, Laschen und Köpfen mit dem Rundeisen nur eine oberflächliche Vereinigung der Eisenteile herbeigeführt hatten. Die darauf unternommenen Untersuchungen sämtlicher Anker ergaben den Bruch einer nicht unbeträchtlichen Anzahl von Stücken, die, wenn sie eingebaut worden wären, das Bauwerk in bedenkliche Gefahr gebracht hätten. Dieser

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 214 u. f.

Vorfall mahnt zu großer Sorgfalt bei der Auswahl der Werke, die zur Lieferung herangezogen werden sollen, und vor allem zur vorherigen Prüfung der angelieferten Stücke.

Ein in einzelnen Teilen etwas anders gestaltetes Bohlwerk zeigt Abb. 227, das am Kielgraben in Pillau zur Ausführung gelangt ist.

Hier ist die Spundwand nur mit einem aufgezapften Holm versehen, was nur bei sehr reinem Untergrund, der ein genaues Rammen der Spundwand zuläßt, möglich sein dürfte Die dicht davor gerammten Bohlwerkpfähle haben außer dem sie oben verbindenden Holm einen zweiten in gleicher Höhe mit dem Spundwandholm vorgelagert erhalten. Beide Holme sind an jedem Pfahl durch Bolzen verbunden. Die Verankerung greift durch eine Flacheisenschleife um den vorderen Holm herum und führt zu einer 1,0 . 1,2 m großen Eisenbetonplatte, hinter der sich als Ankerriegel lotrecht gestellte eingerammte 3,5 m lange U-Eisen N.-P. 20 befinden.

Vor dem Bohlwerk sind in Abständen von je 4,5 m zur Verhinderung schädlicher Berührungen zwischen Schiff und Wand besondere freistehende Streichpfähle gerammt worden. Die Kosten des Bauwerks haben ohne die Baggerungen 270 Mark für 1 m betragen.

Bei dem durch Abb. 228 dargestellten Bohlwerk vom alten Teil des Emdener Hafens ist an Stelle der Verankerung durch Ankertafeln die Anwendung von Pfahlböcken zu erkennen. Ferner ist die Anordnung von zwei Ankerlagen zu erwähnen, von denen die obere von einem den Bohlwerkpfählen vorgelagerten Ankerholm ausgeht Besonders aufmerksam sei noch auf die unter dem Ankerholm an jedem Pfahl angebrachte Knagge gemacht, die verhindern soll, daß die Schiffsfahrzeuge bei dem durch den Flutwechsel bedingten Auf- und Absteigen unter dem Holm festkommen, eine Maßregel, die überall, wo mit häufig und stark schwankendem Wasserspiegel zu rechnen ist, zur Verhütung von Unfällen nötig ist. Endlich sei noch kurz auf die am oberen Holm angebrachten, gegen einen Betonklotz besonders verankerten Schiffshalteringe hingewiesen.

Bei allen Bohlwerken erweist sich als besonderer Übelstand, daß der über der Fäulnisgrenze liegende Teil trotz aller Schutzanstriche mit Karbolineum in wenigen Jahren verrottet, so daß dann den Schiffsverkehr empfindlich störende Ausbesserungen an der Tagesordnung sind. Diese gehen dann gewöhnlich in der Weise vor sich, daß der betreffende Teil des Bohlwerks ausgegraben wird und die verfaulten Stücke durch neue ersetzt werden. Hierbei können in der Regel die unteren Teile der Bohlwerkpfähle beibehalten werden, indem der obere, unbrauchbare Teil fortgeschnitten und durch ein gesundes, mit Blattverbindung oder durch Zapfen und Laschen angeschlossenes Stück ersetzt wird.

Es liegt, da dies Verfahren sich im Laufe der Jahre mehrfach wiederholt, der Gedanke nahe, den oberen Teil der Bohlwerke von vornherein so einzurichten, daß die Auswechslung abgängig gewordener Teile ohne Schwierigkeiten möglich ist. Bei der Ausbildung dieses Gedankens kommt man zur Form der aufgeständerten Bohlwerke.

Als neuer Bauteil kommt zu den bisherigen ein wagerechter Balken, der „Grundholm", hinzu, der an Stelle der äußeren Spundwandzange tritt und durch eine Reihe von „Grundpfählen" getragen wird. Zur Erhöhung der Standsicherheit wird außer diesen Pfählen abwechselnd mit den ersteren eine Reihe sich gegen den Grundholm stützender Schrägpfähle angeordnet. Der obere Teil des Bohlwerks besteht aus einer Reihe von vierkantigen, in den Grundholm eingezapften Ständern, die am oberen Ende verholmt und an

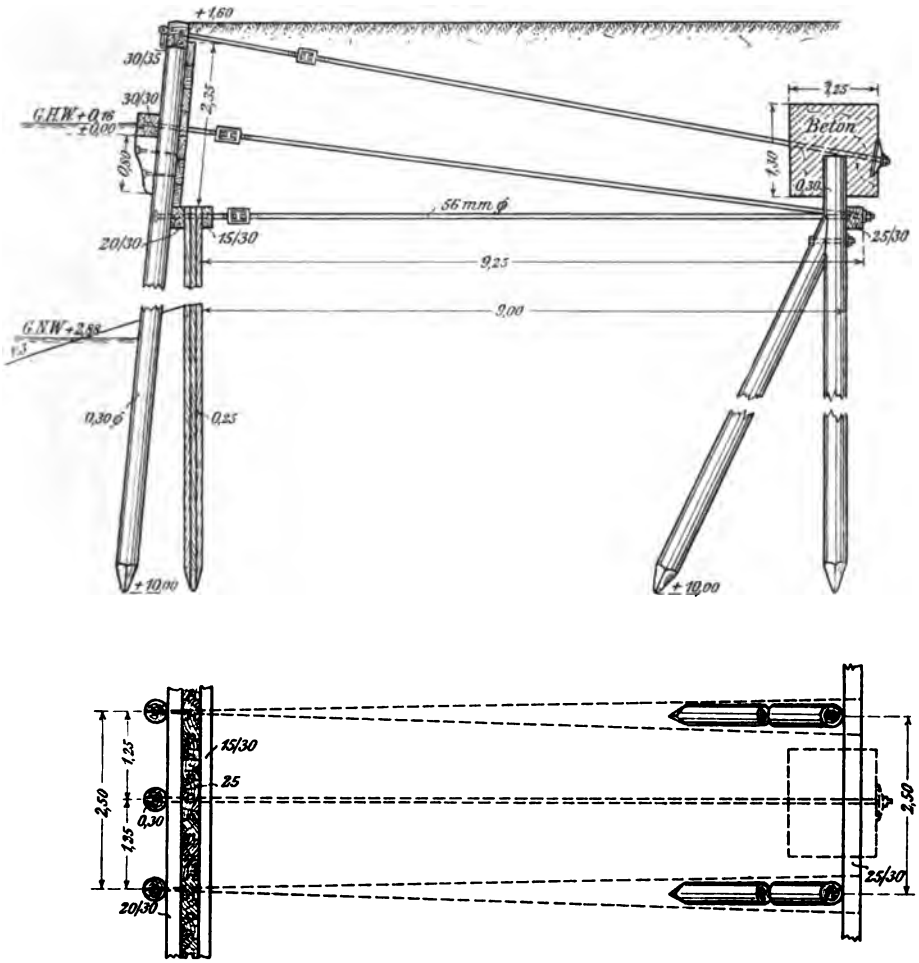


Abb. 228. Bohlwerk im alten Emdener Hafen.

der Rückseite mit dem Bohlenbelag bekleidet sind. Ein weiteres, nunmehr notwendiges Bauglied ist der an der Vorderseite der Ständer angeordnete Ankerholm, der zwar bei den bisher beschriebenen Beispielen bei größerer Höhe des über Wasser liegenden Bohlwerkteils gleichfalls vorkommt, aber nicht unbedingt erforderlich ist. Man hat daher bei den aufgeständerten Bohlwerken in der Regel mit zwei Ankerlagen, einer oberen und einer unteren, zu rechnen.

Ein kennzeichnendes Bohlwerk der geschilderten Art ist das im Hafen zu Schulau an der Elbe, dargestellt durch Abb. 229. Bei demselben befinden sich die Grundpfähle in je 4 m Entfernung ebenso wie die Schrägpfähle, so daß alle 2 m ein Pfahl steht. Die Ständer dagegen sind in Abständen von 1 m angeordnet Die Verankerung wurde in der Weise bewirkt, daß an jedem vierten Ständer zwei 1 m entfernte Anker vom Grundholm und ein dritter vom Ankerholm ausgehen. Die durch zwei Pfähle in der üblichen Art gestützten Ankertafeln sind 1,80 m breit und 1,50 m hoch. Die rund 11 m langen

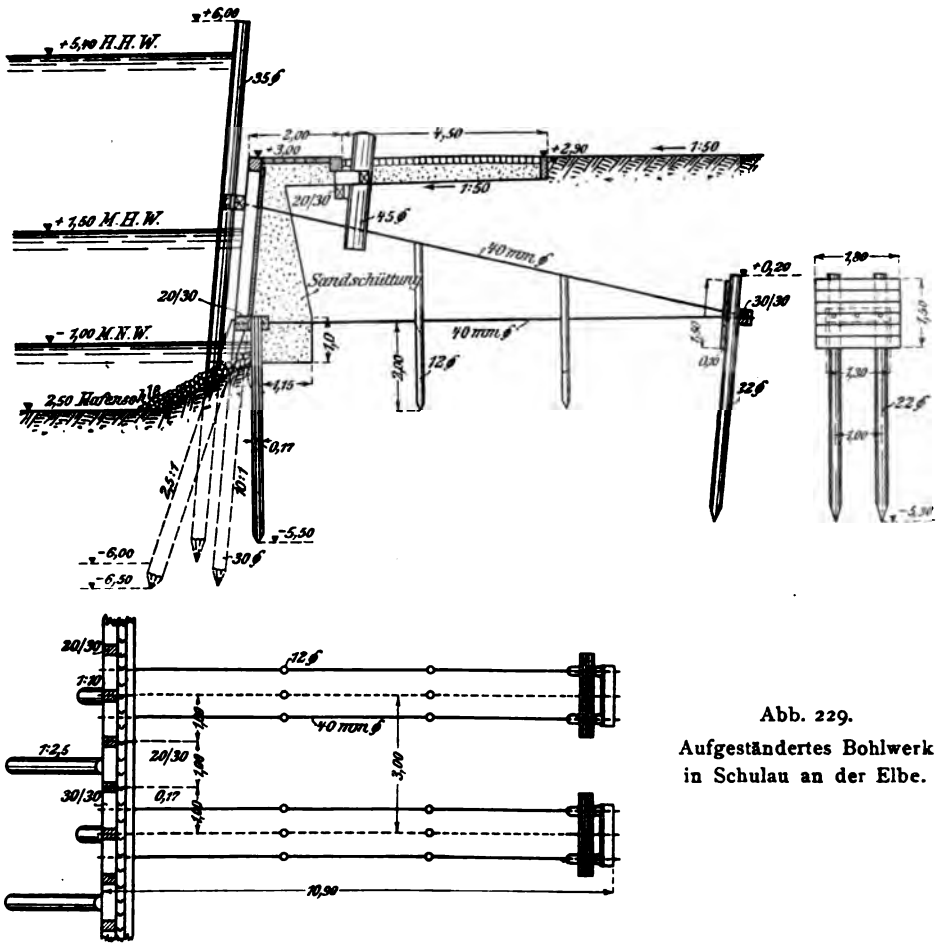


Abb. 229.
Aufgeständertes Bohlwerk in Schulau an der Elbe.

Anker sind, um zu verhüten, daß sie bei Sackungen der Hinterfüllungserde durch die auf sie entfallende Belastung brechen, durch je zwei schwächere Pfähle unterstützt. Ein hoher Streichpfahl verhindert, daß bei den höchsten Wasserständen Schiffe auf das nicht hochwasserfreie Hafengelände geraten.

Als letztes Beispiel eines hölzernen Bohlwerks sei hier noch das des Fischereihafens von Geestemünde wiedergegeben, das eine besonders sorgfältige Durchbildung erfahren hat (Abb. 230). Es besteht in seinem hinteren, das eigentliche Bohlwerk bildenden Teil aus einem dem vorigen ähnlichen Ständerbohlwerk, nur sind die Grund- und Schrägpfähle in den

geringen gegenseitigen Abständen von 1 m angeordnet, so daß alle 0,50 m ein Pfahl steht, eine Maßregel, die der großen Höhe des Bohlwerks und des weichen Untergrundes wegen für erforderlich gehalten wurde. Dementsprechend ist auch die Verankerung viel stärker gehalten und alle 2,0 m je ein oberer und ein unterer Anker vorgesehen worden, die hier die Stärke von 65 mm erreichen. Eine weitere Verstärkung bildet die vor dem Bohlwerk angeordnete 2,50 m

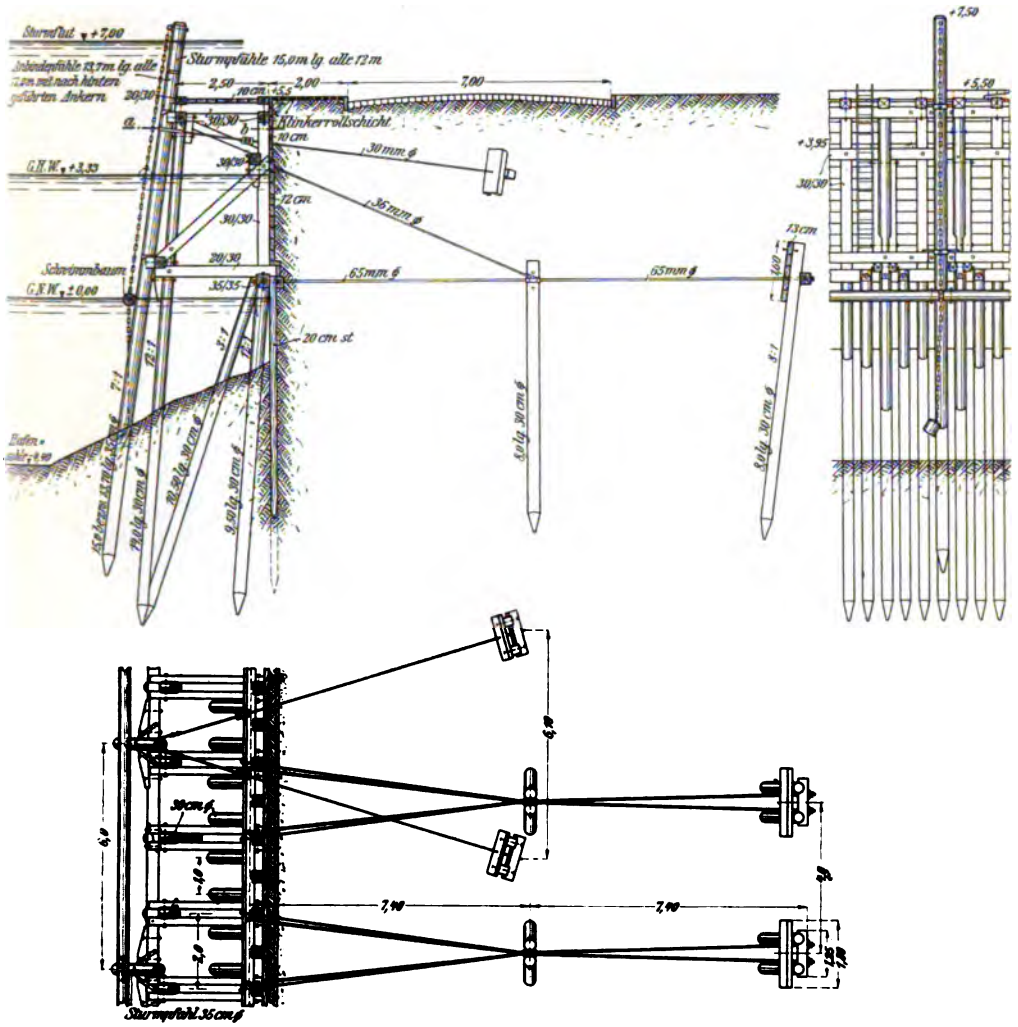


Abb. 230. Aufgeständertes Bohlwerk mit vorgelegter Laufbrücke in Geestemünde.

breite Laufbrücke, die durch Zangen und Streben mit demselben verbunden ist. Vor der Laufbrücke befinden sich in Abständen von je 6,0 m besonders verankerte Streichpfähle, von denen jeder zweite als Sturmpfahl über den Wasserspiegel der höchsten Flut hinausragt und an der Vorderseite eine Kette zur Führung eines Schwimmbalkens trägt.

Einige Schwierigkeiten bietet bei den Bohlwerken die Ausbildung von Ecken wegen der Anbringung der Verankerung. Bei dem Bohlwerk in

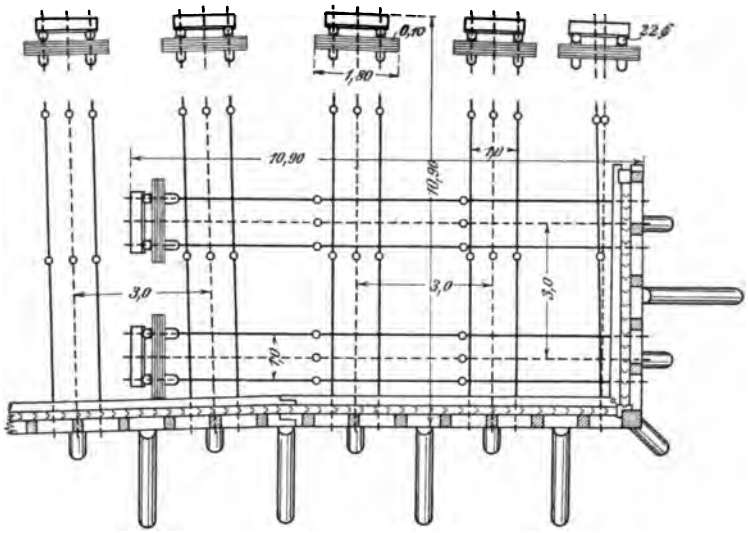


Abb. 231. Eckausbildung an dem Bohlwerk in Schulau.

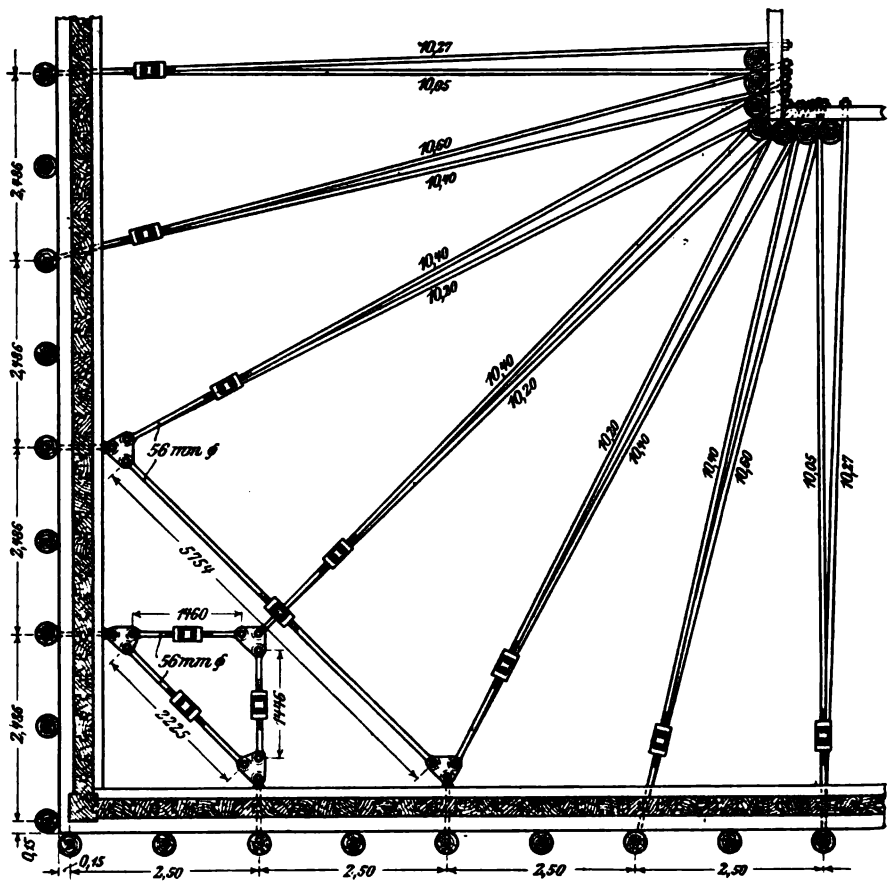


Abb. 232. Eckausbildung an dem Bohlwerk in Emden.

Schulau ist, wie Abb. 231 zeigt, an der Ecke ein besonders kräftiger Ständer aufgestellt worden, auch sind die Anker bis dicht an diesen herangeführt, wobei sie sich mit Ankern der Längswand rechtwinklig kreuzen. In anderer Weise ist die Ecklösung bei dem oben erwähnten Bohlwerk in Emden (Abb. 232) durchgeführt worden, indem die Eckanker alle nach einem Punkt zusammengeführt wurden; gleichzeitig wurden die dritten und fünften Pfähle, von der Ecke an gerechnet, durch Queranker und Ankerschlösser mit den Hauptankern verbunden.

b) Bollwerke.

In neuerer Zeit ist man bestrebt, den oberen, vergänglichen Teil der hölzernen Bohlwerke aus Eisen, Mauerwerk oder Eisenbeton herzustellen, um dadurch den in der schnellen Vergänglichkeit bestehenden Hauptübelstand derselben zu beseitigen. In den meisten Fällen handelt es sich dabei um aufgeständerte Bauwerke, bei denen für den unteren Teil die von alters her übliche Form beibehalten ist und nur für den oberen eine neue Gestalt gewählt wurde.

Als vergänglichster Teil der Bohlwerke ist die Bohlenbekleidung anzusehen, die z. B. im Hafen von Kolbergermünde und Rügenwalde dreimal erneuert werden mußte, ehe die Bohlwandpfähle abgängig wurden. Ein Versuch, sie durch Eisenbetonbohlen zu ersetzen, hatte guten Erfolg, so daß dies Verfahren in ähnlichen Fällen, wo ein größerer Umbau eines bestehenden Bohlwerks zunächst vermieden werden soll, wohl in Betracht kommen kann. Besser bleibt es jedoch immer, reinen Tisch zu machen und den ganzen oberen Teil des Bauwerks aus unvergänglichen Stoffen herzustellen, zumal der untere, kostspieligste Teil in den meisten Fällen bestehen bleiben kann. In früheren Jahren, als die Verwendung des Eisenbetons im Hafenbau weniger beliebt war, und an manchen Orten auch heute noch, wurden die über Wasser liegenden Bohlwerkteile, also in erster Linie die Ständer, durch Eisen ersetzt, an Stelle des Bohlenbelags traten stehende Gewölbe aus Klinkern oder Beton. In neuerer Zeit werden vielfach die eisernen Ständer beibehalten, aber die Verkleidung aus Eisenbetonplatten gebildet. An einigen Stellen sind auch bereits die Ständer aus Eisenbeton hergestellt worden. Für den oberen Bohlwerkteil wird häufig die Bezeichnung Aufsatz angewendet.

Ein gutes Beispiel eines Bollwerks mit einem Aufsatz aus eisernen Ständern und dazwischen gewölbten Kappen bildet ein in Bremen am Kohlenlöschplatz Woltmershausen ausgeführtes Bauwerk (Abb. 233).

Der Unterbau besteht aus einer 28 cm starken Spundwand, die durch zwei U-Eisen N.P. 30 verholmt ist. Die obere Fläche der Spundwand und der Holm sind mit einer 48 cm breiten Eisenplatte abgedeckt, auf der Ständer aus I-Eisen N.P. 28 zwischen Winkellaschen befestigt sind. Auf der Platte sind, ferner gebogene Winkel aufgenietet, die den unteren Stützpunkt für die aus keilförmigen Klinkern hergestellten Kappen zwischen den Ständern bilden. Den oberen Abschluß bildet ein wagerecht gelegtes U-Eisen N.P. 28 und eine Granitabdeckplatte. Die Verankerung der Ständer ist durch eine besondere Ankerlage bewirkt worden, die an einem Ankerriegel aus zwei U-Eisen N.P. 28

angreifen und bei 12,36 m Länge zu einem Betonankerklotz von 1 qm Fläche führen. Eine dritte Ankerreihe ist zur Befestigung der Schiffshalteringe bestimmt. Die der Abbildung beigegebenen Einzelheiten zeigen ferner die Befestigung der Reibepfähle. Zu erwähnen ist endlich noch der unter dem

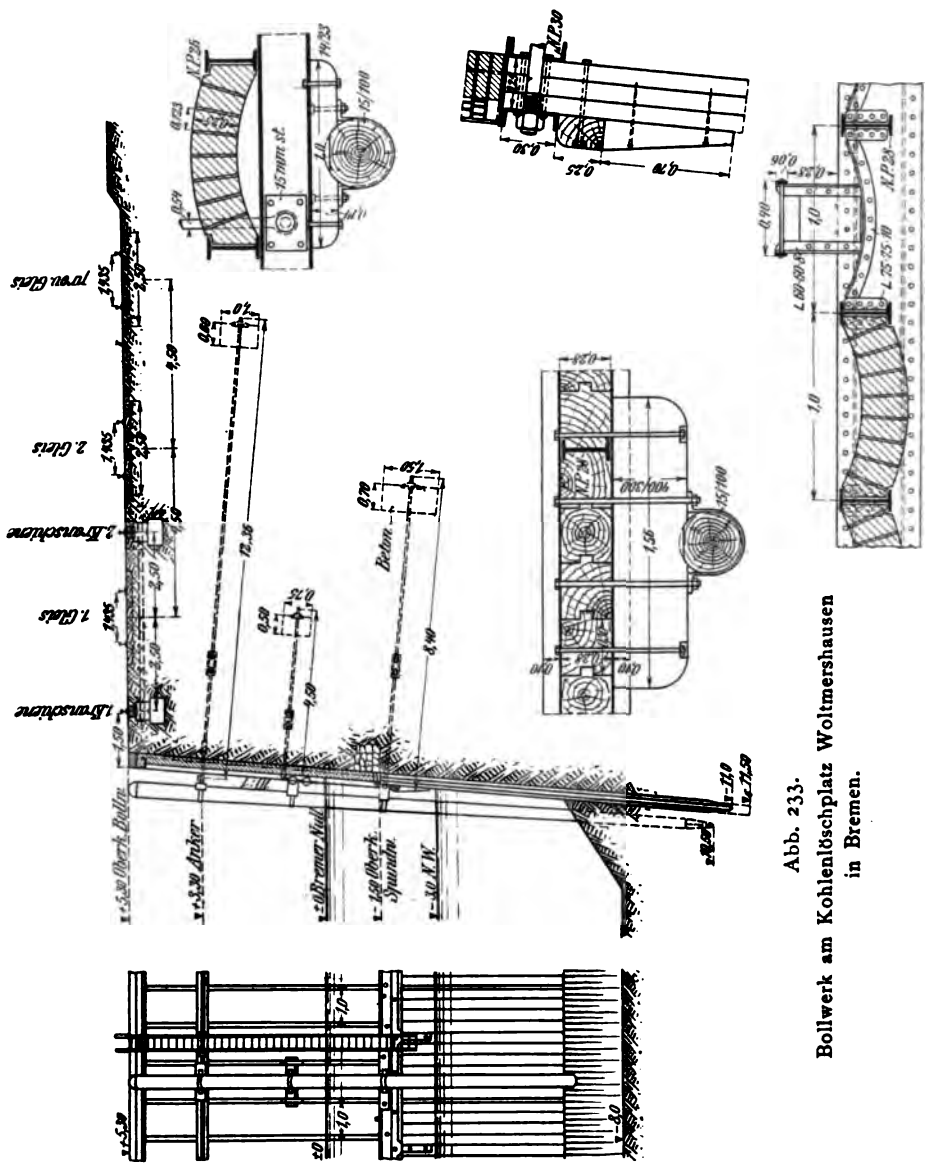


Abb. 233.
Bollwerk am Kohlenlöschplatz Woltmershausen in Bremen.

äußeren Spundwandholm angebrachte und durch Knaggen unterstützte wagerechte Balken, der die Schiffe vor Berührungen mit dem Holm und den Ankerenden schützt, und ferner, daß in Abständen von je 3,0 m, also unter jedem dritten Ständer, in die Spundwand I-Eisen N.P. 28 eingefügt sind, welche die Spundwand in einzelne Tafeln zerlegen.

Das durch Abb. 234 dargestellte Bollwerk an der Außenseite der großen Rhinschleuse zu Glückstadt zeigt für den unteren Teil eine durch einen Grundholm, durch Grund- und Schrägpfähle verstärkte Bauweise, der obere Teil besteht aus Ständern von I-Eisen N.P. 25 mit dazwischengespannten Betonkappen von 0,45 m Stärke im unteren und 0,34 m im oberen Teil. Den Abschluß bildet nach oben ein wagerechtes U-Eisen N.P. 30. Die Verankerung erfolgt in zwei Lagen gegen Pfahlböcke. Zu bemerken ist vielleicht noch, daß die Wirkung der Schrägpfähle günstiger gewesen wäre, wenn sie unter den Grundholm heruntergefaßt hätten.

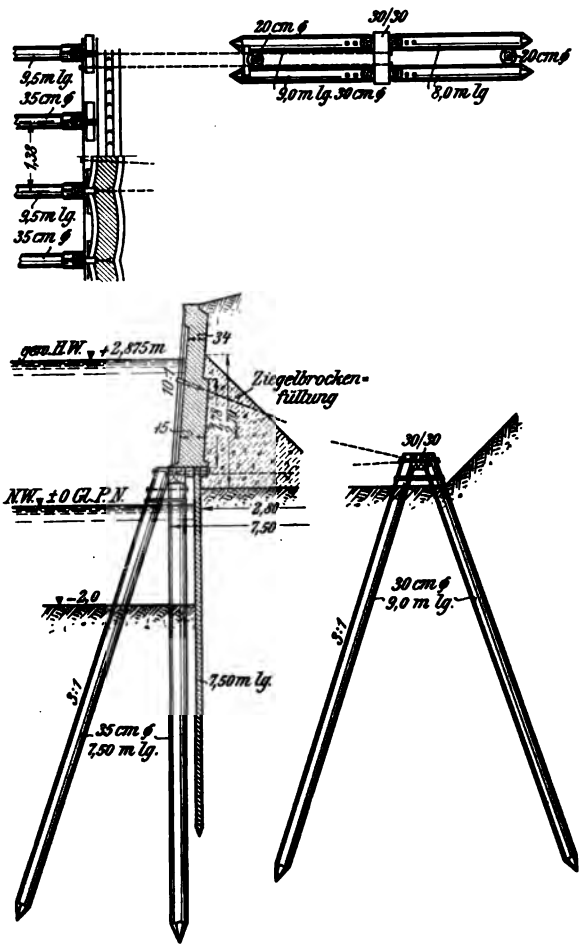


Abb. 234.
Bollwerk an der Rhinschleuse zu Glückstadt.

An Stelle der Verbindung der Ständer durch gemauerte Kappen findet man im Danziger und Königsberger Hafen auch gerade Wände aus Klinkern, in denen durch Flacheisenbänder, die in den Fugen verlegt sind, die Zugspannungen aufgenommen werden. Ein derartiges Bollwerk aus einem Teil des Königsberger Hafens, der vorwiegend für Binnenschiffahrtzwecke benutzt wird und nur 4,0 m Wassertiefe besitzt, zeigt Abb. 235. Bei demselben besteht der Unterbau aus einer sorgfältig verholmten Spundwand, der Oberbau aus Ständern in 2,0 m Entfernung und dazwischengespannten Klinkermauerwerktafeln von 0,25, 0,18 und 0,12 m Stärke. Die Verankerung erfolgt gegen eine durchlaufende, durch 4 Holme umfaßte 2,0 m lange Spundwand.

Bei weitem am häufigsten werden heutzutage zur Bekleidung der Bollwerke Tafeln aus Eisenbeton benutzt, die sich, wie viele Beispiele zeigen, durchaus bewährt haben. Sie können sowohl in der Werkstatt als auch auf dem Bauplatz an Ort und Stelle hergestellt werden.

Ehe auf die Hauptformen, die sich für diese Bauweise nach und nach herausgebildet haben, näher eingegangen wird, mögen noch zwei Beispiele

zeigen, wie die Umgestaltung alter Holzbohlwerke zu zeitgemäßen Bollwerken geschehen kann.

Bei dem ehemaligen Holzbohlwerk am Weichselbahnhof in Neufahrwasser blieb, wie Abb. 236 zeigt, die bisherige beiderseits verholmte Spundwand mit ihrer 15 m entfernten Verankerung bestehen, dagegen wurde der ganze obere Teil beseitigt und durch Eisenbetonteile ersetzt. Diese bestanden aus 0.40 m starken quadratischen, in 3,0 m Abstand gestellten 12,5 m langen Pfählen, von denen jeder durch

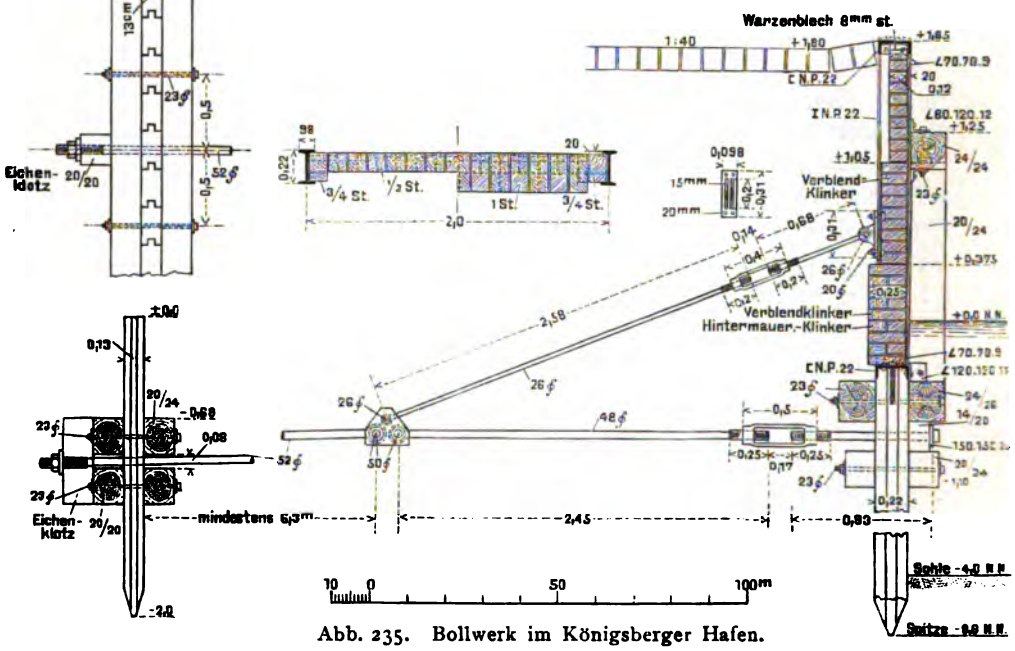
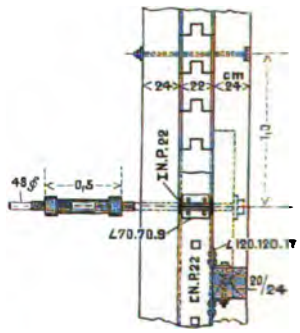


Abb. 235. Bollwerk im Königsberger Hafen.

einen 10 m langen Anker neu verankert wurde, sodann aus einer hakenförmigen, die Spundwand mit überdeckenden und umfassenden Eisenbetonplatte, ferner aus einer aufrechtstehenden Eisenbetonplatte, die sich auf die soeben genannte Platte stützt und in Nuten der Pfähle eingeschoben ist, und endlich einem den oberen Abschluß bildenden, mit einem Winkeleisen gesäumten Holm.



Vor dem Bollwerk ist in der in den Danziger Gewässern üblichen Weise eine sogenannte Gordungswand errichtet, bestehend aus kräftigen Holzpfählen in je 6,0 m Abstand mit einem an der Vorderseite angebrachten, durch Knaggen gestützten Holm. In Abständen von 15,0 m sind an dem Bollwerk Schiffshalteringe angebracht und durch 5,0 m lange Anker und Eisenbetonplatten besonders verankert worden.

In wesentlich anderer Weise ist bei dem Umbau der hafenseitigen Wand des nördlichen Abschlußdammes am Vorhafen zu Pillau vorgegangen worden. Wie Abb. 237 erkennen läßt, sind auf die Spundwand wenig über M.W. mit

Hilfe eines wagerechten Z-Eisens N.P. 28 Ständer aus I-Eisen N.P. 18 befestigt worden, die am oberen Ende durch einen durchlaufenden ungleichschenkligen Winkel verbunden wurden. Von diesen Ständern ist jeder zweite gegen eine Eisenbetonplatte verankert worden. Zur Herstellung der Wand dienten Eisenbetonplatten von 12 cm Stärke, die zwischen die Ständer geschoben wurden.

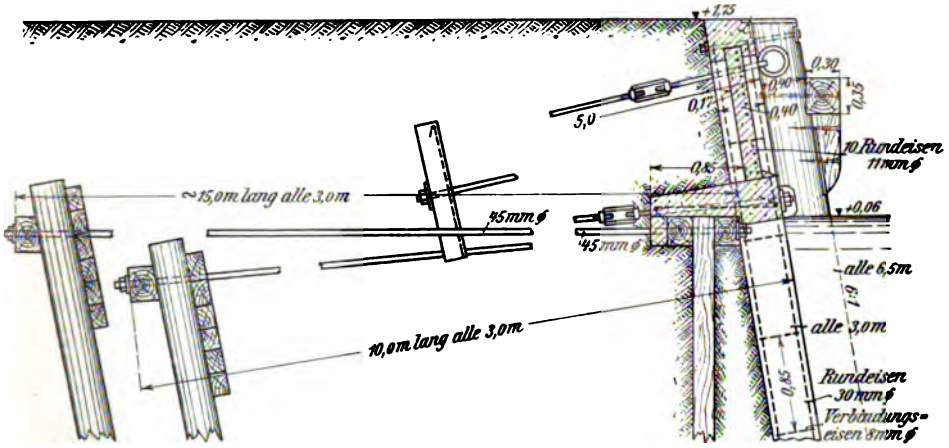


Abb. 236. Umwandlung eines Holzbohlwerks am Weichselbahnhof in Neufahrwasser bei Danzig in ein Eisenbetonbollwerk.

Lotrechte und wagerechte Reibehölzer mildern die Wirkung heftiger Stöße. Hervorzuheben ist noch, daß man versucht hat, den oberen Teil der Prellpfähle unvergänglich zu machen, indem der über M.W. liegende Teil mit einem durch Eisenblech umhüllten Betonaufsatz versehen wurde.

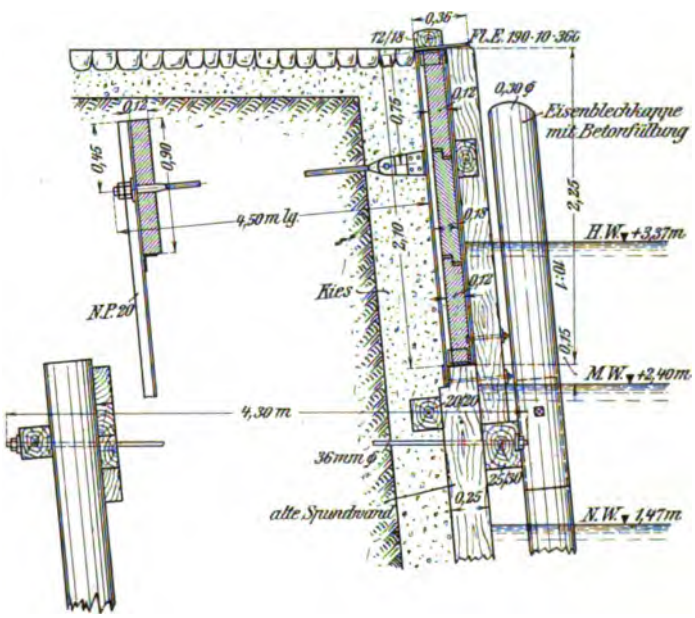


Abb. 237.
Umbau eines Holzbohlwerks im Vorhafen zu Pillau.

Ähnliche Baugedanken wie bei dem vorigen Beispiel finden sich bei den folgenden Grundformen von neu hergestellten Eisenbetonbollwerken vor.

Besonders widerstandsfähig, für 6,0 m große Wassertiefe und damit auch für Schiffe mittlerer Größe bestimmt, sind die an dem Ufer der Parnitz ausgeführten Bollwerke in Stettin, von denen Abb. 238 einen kennzeichnenden

Querschnitt wiedergibt. Wie die Abbildung zeigt, besteht der untere Teil des Bollwerks aus einer lotrecht gerammten, beiderseits verholmten, durch Grund- und Schrägpfähle gestützten Spundwand, die gegen eine sorgfältig durchgebildete Pfahlbockreihe mit Ankertafeln verankert ist.

Der Aufsatz ist aus Ständern gebildet, die am Fußpunkt in einem Gußkörper gelenkig gelagert sind und aus zwei U-Eisen bestehen, die so dicht nebeneinandergestellt sind, daß sie nur ein Knotenblech für den Anschluß der Anker zwischen sich hindurchlassen. Auf diese Weise wird ein guter

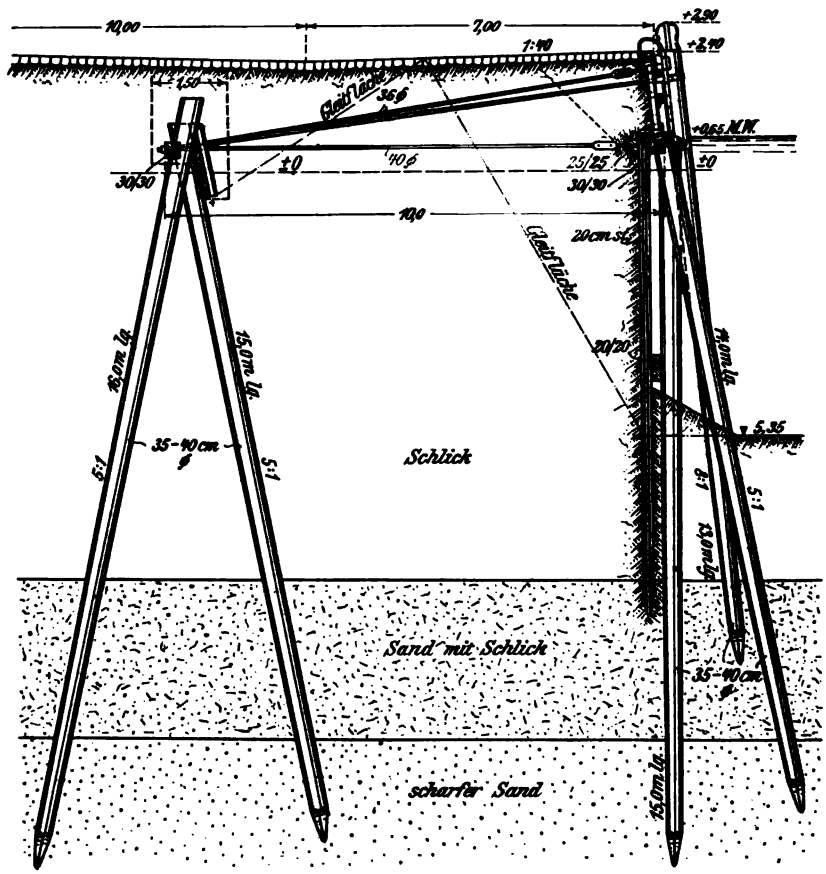


Abb. 238. Bollwerk mit Eisenbetonaufsatz in Stettin.

Anschluß der Anker ermöglicht. Den oberen Abschluß der Ständer bildet ein wagerechtes I-Eisen N.P. 26, in das eine Granitabdeckplatte eingelassen ist. Die Betonplatten der Wand sind an Ort und Stelle hergestellt worden und haben die in Abb. 239 dargestellte Bewehrung erhalten. Sie sind der Höhe nach durch eine Fuge geteilt, die im hinteren Teil mit Asphaltpappe und vorn mit Zementmörtel ausgefüllt wurde; ferner ist die untere Platte an der Unterkante zugeschärft worden. Diese Maßnahmen sollen der Wand eine gewisse Beweglichkeit gewähren, um Risse bei den Stößen größerer Schiffe zu verhüten.

In Abständen von je 10 m sind vor der Wand für sich verankerte Reibepfähle angeordnet worden, deren Befestigung Abb. 239 im Grundriß erkennen läßt.

Während bei Wassertiefen von 6,0 m und mehr, besonders bei ungünstigen Bodenverhältnissen, wie das vorstehende Beispiel zeigt, sehr kräftige Bauwerke

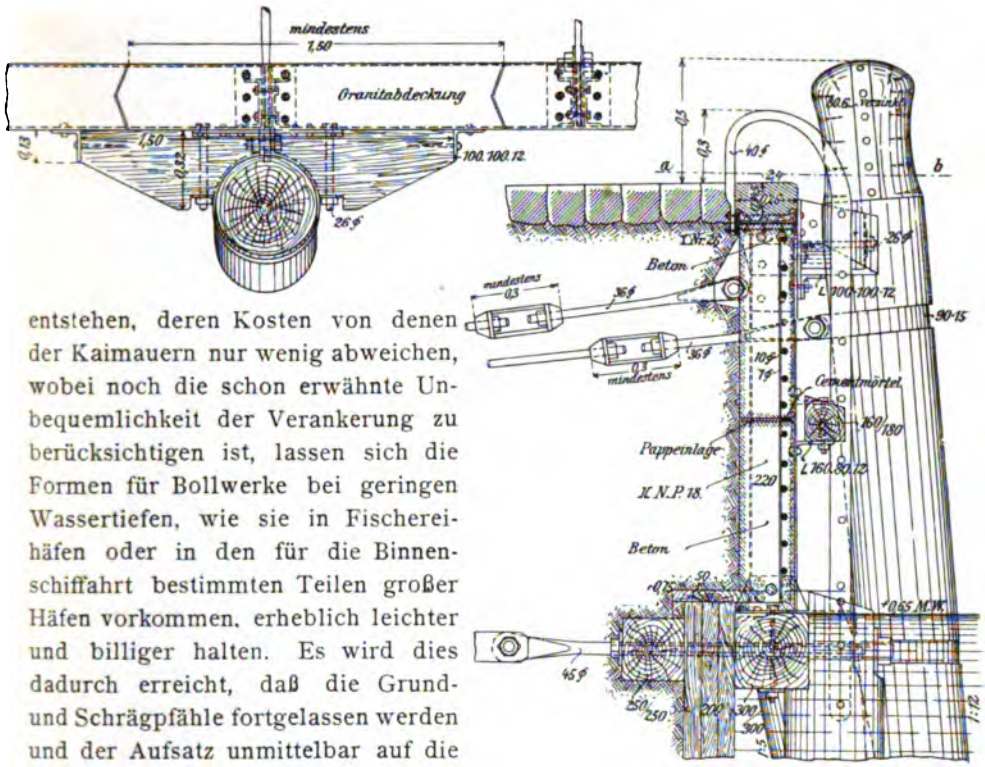


Abb. 239. Einzelheiten des Eisenbetonaufsatzes zu dem Bollwerk auf Abb. 238.

entstehen, deren Kosten von denen der Kaimauern nur wenig abweichen, wobei noch die schon erwähnte Unbequemlichkeit der Verankerung zu berücksichtigen ist, lassen sich die Formen für Bollwerke bei geringen Wassertiefen, wie sie in Fischereihäfen oder in den für die Binnenschiffahrt bestimmten Teilen großer Häfen vorkommen, erheblich leichter und billiger halten. Es wird dies dadurch erreicht, daß die Grund- und Schrägpfähle fortgelassen werden und der Aufsatz unmittelbar auf die Spundwand aufgesetzt wird. Dies ist zulässig, weil die Spundwand bei geringerer Wassertiefe auch eine geringere Beanspruchung durch den Erddruck erfährt.

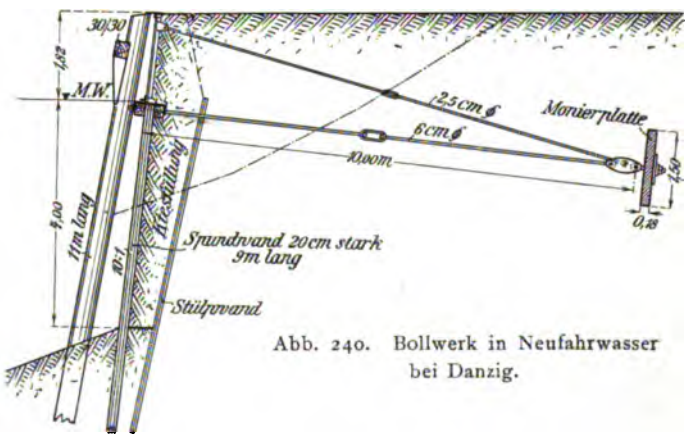


Abb. 240. Bollwerk in Neufahrwasser bei Danzig.

Ein Beispiel einer solchen Ausführung zeigt Abb. 240 an einem in Neufahrwasser bei Danzig ausgeführten Bollwerk. Die Wassertiefe beträgt hier 4,0 m. Der Unterbau des Bollwerks besteht aus einer 9 m langen, 20 cm starken Spundwand, die beiderseitig verholmt ist. Der Oberbau wird aus T-Eisenständern in 1,50 m Entfernung gebildet, die auf der Spundwand und den Holmen durch Winkeleisen und eine U-förmig gebogene Blechplatte be-

festigt sind. Den oberen Abschluß der Ständer bildet ein ungleichschenkliges Winkeleisen. Die Eisenbetonplatten haben im unteren Teil 9 cm und im oberen 7 cm Stärke. Die in 10 m Abstand angeordnete Verankerung besteht aus zwei Ankerlagen, von denen die untere an dem Spundwandholm angreift und die obere durch Laschen an den Ständern angeschlossen ist. Es wird jeder zweite Ständer verankert, die Ankerplatten bestehen aus Eisenbeton. Die durch Abb. 241 gegebenen Einzelheiten lassen die Ausbildung des Bauwerks in allen Teilen zur Genüge erkennen. Vor dem Bollwerk ist zum Schutz gegen Schiffsstöße eine Gordungswand angebracht.

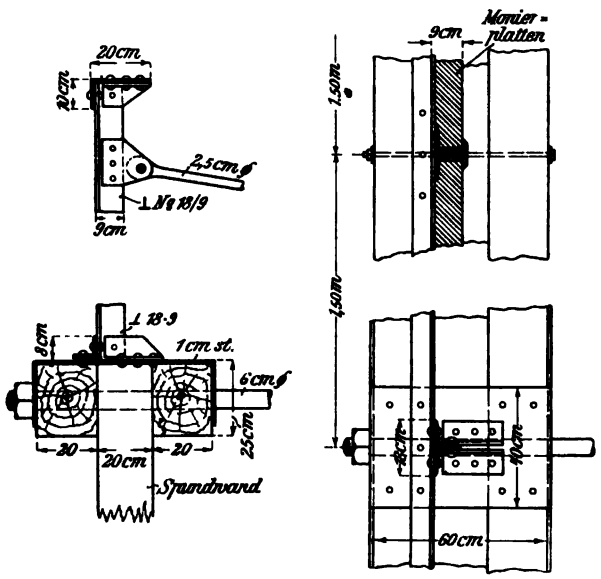


Abb. 241. Einzelheiten des Bollwerks in Neufahrwasser.

Bollwerke ähnlicher Art findet man in vielen Hafenorten; in großer Länge sind sie im Hafen von Danzig, an den Spreeufern in Berlin usw. angewendet worden.

Da im Inneren des Danziger Hafens die Fäulnisgrenze tiefer liegt als in Neufahrwasser, so ergab sich die Notwendigkeit, die Oberkante der Spundwand unter M.W. zu legen, und da ferner für die Ausführung günstige niedrige Wasserstände meist dann nicht eintreten, wenn man sie braucht, so ergab sich, wenn die bisher beschriebene Bauweise beibehalten werden sollte, die Notwendigkeit, besondere Fangedämme herzustellen, welche die Kosten erheblich vermehrten.

Diese Übelstände wurden durch die auf Abb. 242 dargestellte Bauweise vermieden, bei der die Spundwand unverholmt blieb und lange I-Eisen N.P. 34 davorgerammt wurden, die ebenso tief, bisweilen sogar noch tiefer als die Spundwand reichten. An diesen Eisen waren etwas unter M.W Winkel angenietet, auf die ein wagerechter Balken herabgelassen wurde, welcher der Spundwand als Holm diente und außerdem den Stützpunkt für die Bohlenbekleidung abgab. In den Zwischenraum zwischen Spundwand, Holm und der untersten Eisenbetontafel wurde zur Abdichtung Beton eingefüllt. Die Ständer waren oben durch ein durchlaufendes Winkeleisen verbunden und trugen an der Vorderseite, unterstützt von kurzen Winkelstücken, zwei wagerechte Schutzhölzer. Im Gegensatz zu den bisherigen Ausführungen wurde bei diesen Bauten der Ankerriegel, aus zwei U-Eisen N.P. 30 bestehend, hinter den Ständern angeordnet. Die Einzelheiten der sorgfältig durchgebildeten Verankerung läßt Abb. 242 ebenfalls erkennen. Hervorzuheben ist noch, daß hier die Ankerplatte aus einer Klinkerwand, verstärkt durch in die Fugen gelegte

Bandeisen, gebildet wurde. Die übliche Gordungswand vervollständigt das Bauwerk.

Um die Unvergänglichkeit der Bollwerkaufsätze zu gewährleisten, müssen alle Eisenteile, soweit sie sichtbar sind, gut unter Anstrich gehalten werden.

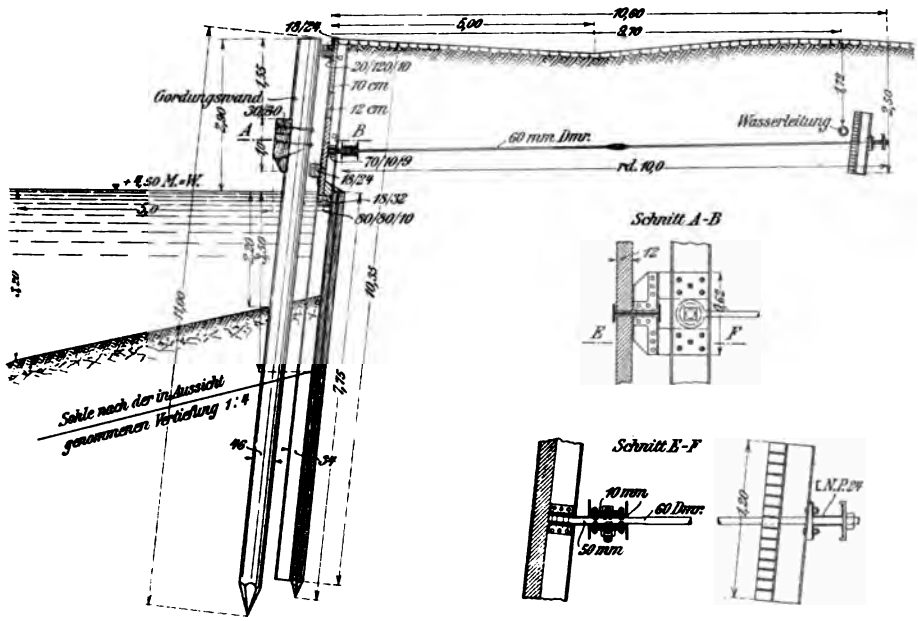


Abb. 242. Bollwerk an der Mottlau in Danzig.

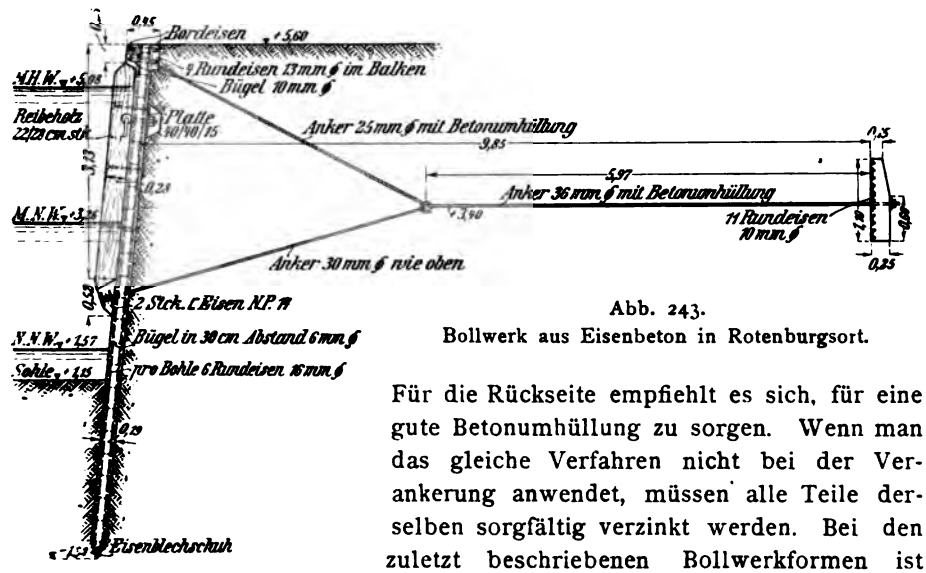


Abb. 243.
Bollwerk aus Eisenbeton in Rotenburgsort.

Für die Rückseite empfiehlt es sich, für eine gute Betonumhüllung zu sorgen. Wenn man das gleiche Verfahren nicht bei der Verankerung anwendet, müssen alle Teile derselben sorgfältig verzinkt werden. Bei den zuletzt beschriebenen Bollwerkformen ist der unter Wasser liegende Teil der Ständer von einer Erneuerung des Anstrichs ausgeschlossen, worin ein Übelstand dieser Bauweise zu erblicken ist. Es wird abzuwarten bleiben, wie lange sich diese Eisenteile, ebenso wie die früher erwähnten eisernen Spundwände, halten werden.

An letzter Stelle sei noch eine Bollwerkform erwähnt, bei der das ganze Bauwerk aus einer gut verankerten Eisenbetonspundwand besteht; dasselbe ist für den Bahnhof Rotenburgsort bestimmt (Abb. 243). Die Spundwand ist 6,9 m lang und 0,19 m stark. Die einzelnen Bohlen sind 0,60 m breit. Die Spundwand wird durch einen oberen und einen unteren Eisenbetonholm verstärkt, an den in 1,80 m Abstand die Anker angreifen. Zwischen den Holmen sind in 3,0 m Abstand Reibehölzer angebracht und in Entfernungen von je 9,0 m Schiffshalteringe. Die Anker sind zum Schutz gegen Rosten mit Beton umhüllt worden. Wenn alle diese Maßnahmen mit größter Sorgfalt zur Ausführung kommen, dann muß bei einer derartigen Bauweise in der Tat ein unvergängliches Bauwerk geschaffen werden.

Bei Anwendung von Eisenbetonspundwänden und -holmen ist die Benutzung der geschilderten Bollwerkformen auch in Häfen möglich, wo das Vorkommen von Holzschädlingen die Benutzung von Holz verbietet.

c) Kaimauern.

Wenn schon Bohl- und Bollwerke eine für das Anlegen von Schiffen günstige steile Gestaltung des Ufers ermöglichen, bei den meisten der Beispiele ist allerdings ein völlig lotrechtes Bauwerk nicht hergestellt worden, so haben alle diese Bauwerke einmal den Übelstand, daß die Verankerungen die Kaifläche in die Errichtung anderer Bauten oft störender Weise in Anspruch nehmen, ferner den Nachteil, daß sie nur für begrenzte Wassertiefen zweckmäßig sind, und endlich den Übelstand, daß sie den Stößen größerer Schiffe nicht gewachsen sind, denn den dabei auftretenden Massenwirkungen kann nur mit anderen größeren Massen entgegengewirkt werden, wie es durch den Bau von Ufer- oder Kaimauern möglich ist.

Kaimauern (sprich „Kei") sind Mauern, die, ganz oder teilweise aus Mauerwerk hergestellt, einen Kai oder, wie es in manchen Gegenden Deutschlands heute noch heißt, eine Kaje oder Kajung begrenzen. Aus der Verwandtschaft des Wortes Kai mit den beiden letztgenannten Worten ist unschwer ersichtlich, wie verkehrt es ist, diesem guten deutschen Worte die französische Aussprache „kä" oder die englische „ke" zu geben, die leider selbst in Seeschiffahrtkreisen oft gehört wird.[1])

Von den ausgeführten Kaimauern zeigen allerdings nur wenige eine völlig lotrechte Vorderfläche, Neigungen von 8 : 1 bis 12 : 1 kommen häufig vor; es wird dann durch Reibeholzanordnungen schädlichen Berührungen von Schiff und Mauer vorgebeugt. Da diese Bauteile, wenn sie größere Abmessungen erhalten müssen, kostspielig ausfallen und ferner öfterer Erneuerung unterworfen sind, so kann es unter Umständen wohl in Betracht kommen, die Mauer entsprechend den Schiffsformen von vornherein so zu gestalten, daß man mit einfachen Reibehölzern auskommt (vergl. Abb. 224 u. 225 auf S. 173 u. 174). In der Tat findet man in neuerer Zeit Beispiele von Kaimauern, die das Bestreben zeigen, sich möglichst der Schiffsform anzupassen. Schließlich sind

[1]) Über die Abstammung des Wortes Kai vergl. auch Deutsche Bauzeitung 1884, S. 72 u. 107.

doch die Kaimauern der Schiffe wegen und nicht um ihrer selbst willen da. Es sollte daher bei dem Entwurf einer Kaimauer neben der selbstverständlichen Forderung unbedingter Standsicherheit auch die erfüllt werden, daß Schiffe der im Hafen vorkommenden Form unbedingt sicher vor der Mauer liegen können und diese nur da berühren, wo besondere Schutzvorrichtungen angebracht sind.

Bezüglich der Höhe der Kaimauern über Wasser ist anzuführen, daß ihre Oberkante etwa 2,5 bis 3,5 m über Mittelwasser oder dem gewöhnlichen Hafenwasserstand angelegt wird, weil dann, entsprechend der etwa 1 m größeren Bordhöhe der Schiffe, das Löschen und Laden am leichtesten vor sich geht; außerdem müssen sie 0,5 bis 1 m über den höchsten im Hafen vorkommenden Wasserspiegel hinausragen. In Vorhäfen ist die letztere Bedingung allein maßgebend, wenn die Schiffe dort nicht zum Absetzen und Einnehmen von Gütern festmachen.

Bei dem Bau der Kaimauern ist eine außerordentliche Mannigfaltigkeit von Formen zur Anwendung gelangt; je nach der Art des Untergrundes, der Baustoffe, der örtlichen Gewohnheiten haben die in den einzelnen Häfen bevorzugten Formen eine besondere Ausbildung erfahren.

1. Kaimauern auf Pfahlrost.

α) *Allgemeines und Berechnungsgrundlagen.*

Eine erste Gruppe und in Deutschland, Rußland, Holland und Amerika sehr häufige Form bilden die Kaimauern auf Pfahlrost.

Die Anwendung dieser Bauweise ist überall da möglich, wo ein rammbarer Untergrund besteht, wo genügend lange und starke Pfähle in ausreichender Anzahl zu beschaffen sind und der Bestand des Bauwerkes durch Holzschädlinge nicht gefährdet wird. Der rammbare Untergrund kann hierbei entweder von der Oberfläche an oder in geringer oder größerer Tiefe oder gar nicht tragfähig sein. In den ersten Fällen dienen die Pfähle zur Übertragung des Gewichtes der Mauer auf die tragfähige Schicht, im letzteren sollen sie den Boden durch Verdichtung tragfähiger machen.

Man kann sich die Kaimauern auf Pfahlrost aus den Bollwerken entwickelt denken, man findet bei ihnen ebenso wie dort einen oberen und einen unteren durch die Fäulnisgrenze geschiedenen Teil; die Aufgabe, die Hinterfüllungserde gegen das Hafenbecken abzuschließen, ist gleichfalls vorhanden, der wesentliche Unterschied besteht jedoch darin, daß die Bohlwand bei den Bohlwerken sowohl im oberen als auch im unteren Teil gegen Gegenstände, in einiger Entfernung aufgestellte Ankertafeln oder Pfahlböcke, zur Sicherung ihres Bestandes verankert werden muß, während bei den Kaimauern die Standsicherheit durch die Gestaltung des Bauwerks selbst erzielt wird, indem man es so schwer und breit macht, daß es durch den Erddruck nicht umgestürzt werden kann. Die Verankerung wird gewissermaßen in das Bauwerk hineingelegt.

Der eine Kaimauer stützende Pfahlrost muß sich demnach aus folgenden Teilen zusammensetzen:

Erstens aus einem die Hinterfüllungserde abdichtenden Teil, der gewöhnlich, wie beim Bohl- und Bollwerk, aus einer Spundwand besteht. Diese wird in der Regel mit dem Rost am oberen Ende verbunden; sie hat die

Aufgabe, das Eindringen der Hinterfüllungserde in das Hafenbecken zu verhindern. Zu diesem Zweck muß sie völlig dicht gerammt werden und so stark sein, daß sie durch den Erddruck nicht durchbrochen wird, sie muß ferner so tief in den Boden hineinreichen, daß sie um den Punkt *A* in Abb. 244 durch den aktiven Erddruck $E_2 a$ nicht gedreht werden kann, was der Fall ist, wenn das Moment des passiven Erddrucks E_p um den Punkt *A* größer ist als das des aktiven Erddrucks $E_2 a$ um den gleichen Punkt. Die Spundwand kann an der Vorder- oder an der Hinterkante der Mauer angeordnet werden; im ersteren Falle (Abb. 244a) muß sie größere Länge und Stärke erhalten als im zweiten, auch ist sie schädlichen Berührungen leichter ausgesetzt. Mit dieser Anordnung ist aber der Vorteil verbunden, daß die Pfähle in ihrer ganzen Länge im Erdboden stehen und daher nicht auf Knicken beansprucht werden, wie in dem durch Abb. 244b dargestellten Falle, und infolgedessen

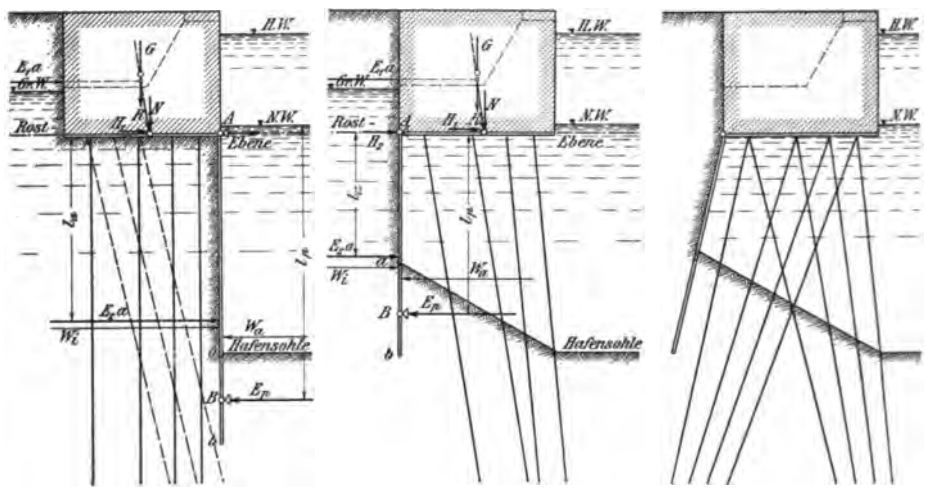


Abb. 244. Allgemeine Anordnung von Kaimauern auf Pfahlrost.

schwächer gewählt werden können. Auch ermöglicht diese Anordnung die Anwendung des Holzpfahlrostes noch in Gewässern, wo der Bohrwurm auftritt, wenn die Spundwand mit Beton umhüllt, aus Eisen oder Eisenbeton oder sonstwie bohrwurmsicher hergestellt wird.

Da jedoch bei größeren Wassertiefen und ungünstigem Untergrund eine Spundwand an der Vorderseite eines Rostes sehr lang wird und infolgedessen ungewöhnliche Abmessungen erhalten muß, so findet man sie trotz der erwähnten Vorteile in neuerer Zeit mehr an der Hinterseite der Pfahlroste. Dann tritt für die Pfähle der in Abb. 244b erkennbare Fall ein, daß sie auf sehr großer Länge frei stehen und daher mit Rücksicht auf ihre Knicksicherheit bemessen werden müssen.

Ein weiterer Vorteil ist darin zu erblicken, daß der gesamte auf die Mauer wirkende Erddruck um so geringer wird, je breiter der Rost wird und je weiter die Spundwand nach hinten rückt.

Den zweiten wichtigen Bestandteil des Rostes bilden die Pfähle; sie werden in der Regel aus Kiefernholz (pinus sylvestris) gewählt; nur selten gelangen weniger feste Holzarten, wie Lärchen (larix europaea) und Fichten oder Rottannen (picea excelsa), zur Verwendung. Die Pfähle stehen in dem Roste in mehreren Reihen lotrecht oder geneigt. Sie werden durch den dritten Teil des Pfahlrostes, den eigentlichen Rost, in der Rostebene untereinander und mit der Spundwand verbunden, so daß der ganze Rost ein festgefügtes, tischartiges, für sich standsicheres Ganzes bildet, auf dem der obere Teil des Bauwerks, die eigentliche Kaimauer, steht.

Über die Anordnung der Pfähle gewinnt man leicht Klarheit, wenn man die auf den Pfahlrost einwirkenden äußeren Kräfte betrachtet. Beginnt man bei dieser Untersuchung von oben, so erhellt zunächst, daß der hier der Einfachheit halber rechteckig angenommene Mauerkörper durch den Erddruck $E_1 a$ angegriffen wird (Abb 244a u. b). Dieser Kraft leistet das Gewicht G des Mauerkörpers Widerstand; aus beiden Kräften ergibt sich eine Mittelkraft R, die den Rost in einem bestimmten Punkte trifft. Zerlegt man diese Kraft in ihre lotrechte und wagerechte Seitenkraft N und H_1, so erhält man damit die vom oberen Teil der Kaimauer auf den Rost wirkenden äußeren Kräfte. Außerdem übt die Spundwand einen wagerecht gerichteten Auflagerdruck H_2 auf die Rostebene aus. Der Pfahlrost muß daher so ausgebildet werden, daß er den drei Kräften N, H_1 und H_2 widersteht.

Es mag nun noch darauf hingewiesen werden, daß ein Pfahl am günstigsten dann beansprucht wird, wenn er in seiner Längsrichtung belastet wird, gegen anders gerichtete Kräfte haben besonders auf größere Längen frei stehende Pfähle nur geringe Widerstandskraft. Daraus folgt, daß lotrecht gestellte Pfähle nur durch lotrechte Kräfte beansprucht werden können. Wagerecht gerichtete Kräfte würden bei lotrechten Pfählen immer bedeutende Durchbiegungen erzeugen, die bei einer Kaimauer unerwünscht sind.

Aus diesen Überlegungen ist ersichtlich, daß ein Pfahlrost, der nur lotrechte Pfähle enthält, für den Bau einer Kaimauer nicht in Frage kommen kann.

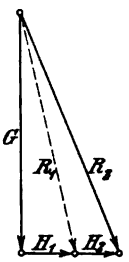


Abb. 245.

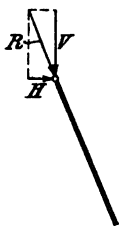


Abb. 246.

Man kann aber in einfachster Weise den Pfahlrost zur Aufnahme wagerecht gerichteter Kräfte geeignet machen und gleichzeitig alle Pfähle nur in ihrer Längsrichtung belasten, indem man die wagerechten Kräfte mit den lotrechten zu einer Mittelkraft R_2 zusammenfügt (Abb. 245) und den Pfählen die Richtung von R_2 gibt, wie es bei verschiedenen Beispielen geschehen ist.

Werden bei diesem Verfahren die vordersten Pfähle zu stark geneigt, so daß sie in den für die Schiffe bestimmten Raum hineinragen, so können sie auch steiler gestellt werden, nur muß man dafür sorgen, daß die Mittelkraft der den Pfählen zugeteilten wagerechten und lotrechten Kräfte in die Richtung der Pfähle fällt. In den meisten Fällen ist durch die Einteilung des Rostes die den einzelnen Pfählen zukommende lotrechte Belastung V gegeben, man

darf dann dem Pfahl nur so viel an wagerechter Belastung zuteilen, daß die Mittelkraft aus V und H in die Pfahlrichtung fällt (Abb. 246).[1])

Bei den Kaimauern, die nur in dem gleichen Sinne geneigte Pfähle erhalten haben, besteht Gleichgewicht, solange der Erddruck in der angenommenen Weise wirkt. Wird nun z. B. hinter der Mauer für die Errichtung eines Gebäudes eine größere Aufgrabung vorgenommen, so fällt ein Teil des Erddrucks fort, und es besteht die Gefahr, daß die Mauer, wenn nicht durch Absteifungen entsprechend vorgebeugt wird, sich nach hinten neigt, besonders wenn die Pfähle auf größerer Länge in weichem Boden stehen. Aus diesem Grunde ist solche Anordnung der Rostpfähle zweckmäßiger, welche der Mauer auch dann volle Standsicherheit gewährt, wenn der Erddruck nicht vorhanden ist. Das kann erreicht werden, wenn außer den nach vorn geneigten Pfählen, die zur Aufnahme wagerechter Kräfte bestimmt sind, noch genügend viel lotrechte oder annähernd lotrechte Pfähle hinzugefügt werden.

Betrachtet man endlich noch die Lage des Angriffspunktes von R, so wird dieser fast immer von der Mitte des Rostes an gerechnet nach vorn zu liegen; die Belastung des Rostes durch die lotrechten Gewichte verteilt sich demnach nach der Gestalt eines Trapezes; daraus folgt für die Verteilung der Pfähle, wenn gleich starke und gleich tief gerammte Pfähle zur Anwendung gelangen, daß die Pfähle nach der Vorderseite der Mauer zu enger stehen müssen als nach der hinteren.

Ein weiteres Mittel, die wagerecht gerichteten Kräfte in einem Pfahlrost aufzunehmen, besteht in der Anwendung von Pfahlböcken, indem nach ver-

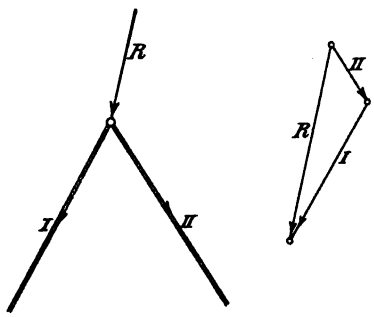


Abb. 247.

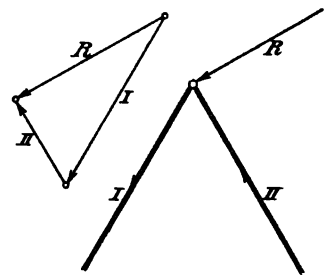


Abb. 248.

schiedenen Richtungen geneigte Pfähle zu zweien oder mehreren mittelbar oder unmittelbar an den Köpfen knotenpunktartig verbunden werden.

Werden zwei solche Pfähle an ihrer Verbindungsstelle durch eine äußere Kraft R beansprucht, so sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Richtung der Kraft R zwischen die Richtungen der beiden Pfähle oder außerhalb derselben fällt. Im ersteren Falle werden die beiden Pfähle, wie die in Abb. 247 dargestellte Zerlegung zeigt, auf Druck beansprucht, im letzteren dagegen, wie Abb. 248 erkennen läßt, erhält Pfahl I Druck- und Pfahl II Zugbelastung. Zu beachten ist, daß hierbei die Pfähle so lange nur in ihrer Längsrichtung beansprucht werden, als bei keinem ein Eindrücken stattfindet, also die zulässige

[1]) Vergl. hierüber auch L. Brennecke, Der Grundbau, S. 245. Berlin 1906.

Tragfähigkeit überschritten wird. Tritt dieser Fall ein, so kommen zu den in der Längsrichtung wirkenden Kräften noch Biegungsspannungen hinzu.

Fällt die Richtung von R mit der Richtung eines der Pfähle zusammen, so erhält nur dieser Pfahl Druckbelastung, während der andere unbelastet bleibt.

Die Anwendung derartiger Pfahlböcke und damit die Beanspruchung von Pfählen auf Ausziehen entstammt der neueren Zeit, nachdem die Erfahrung gelehrt hat, daß genügend tief im Sandboden stehende Pfähle bei der Beanspruchung auf Ausziehen ohne Gefahr $^2/_3$ bis $^3/_4$ ihrer Druckfähigkeit aushalten können. Man findet daher in neuerer Zeit Pfahlrostanordnungen, bei denen alle Pfähle nach zwei Richtungen geneigt gestellt sind und der ganze Rost aus einer Gruppe von Pfahlböcken besteht.

Wo dagegen die Pfähle eines Rostes festen, tragfähigen Boden nicht erreichen, ist vor der Anwendung von Zugpfählen zu warnen und die Ausbildung des Rostes auf Druckpfähle zu beschränken.

Nach vorstehenden Ausführungen wird es leicht sein, im gegebenen Falle die zweckmäßigste Anordnung der Pfähle zu bestimmen.

Den dritten Teil des Pfahlrostes stellt der Rost selbst dar. Über die Höhenlage desselben gegenüber den Wasserständen gelten die in Bd. I. S. 217 u. 218 über die Lage der Fäulnisgrenze gemachten Bemerkungen. Der Rost muß mindestens so tief gelegt werden, daß er dauernd feucht bleibt und der Fäulnis nicht unterworfen ist. Außerdem spielen auch andere Gesichtspunkte, wie die nachfolgenden Beispiele zeigen werden, bei der Bestimmung der Höhenlage der Rostebene eine mitwirkende Rolle. Unter diesen ist die Art der Bauausführung hervorzuheben. Man kann die Rostebene tieferlegen, wenn die Ausführung im Trockenen möglich ist und wenn die Wasserhaltung leicht erzwungen werden kann; im umgekehrten Falle, wo im offenen Wasser gebaut werden muß, wird man, wenn nicht die Errichtung eines Fangedammes tunlich ist, die Rostebene so hoch wie irgend vertretbar legen, abgesehen von den Häfen mit Flut und Ebbe, wo es unschwer ist, zu Zeiten des N.W. den Rost genügend tief anzuordnen.

Bei Kaimauern für sehr große Schiffe, wo Wert darauf gelegt werden muß, eine möglichst massige Mauer zu erhalten, findet man häufig die Rostebene erheblich tiefer, als es allein aus Gründen der Beständigkeit nötig wäre. Es ist das auch dann empfehlenswert, wenn der tragfähige Grund sehr tief liegt, da dann die Pfähle kürzer, mithin auch billiger werden und leichter zu beschaffen sind; auch ist die Starrheit des Rostes, wenn er weniger hoch frei steht, sicherer zu erreichen.

Wie aus diesen Ausführungen zu erkennen ist, lassen sich schwer allgemeingültige Regeln für die Höhenlage der Rostebene geben. Man wird im gegebenen Falle immer auch die örtlichen Gepflogenheiten und Erfahrungen bei dieser für den Entwurf einer Kaimauer außerordentlich wichtigen Frage zu Rate ziehen.

Im übrigen besteht jeder Rost in der Regel aus zwei sich rechtwinklig kreuzenden Balkenlagen, von denen die in der Längsrichtung verlaufenden zur Verbindung der Pfähle jeder Pfahlreihe bestimmten Holme genannt

werden und die querliegenden, zur Verbindung der einzelnen Pfahlreihen untereinander ausersehenen, den Namen *Zangen* führen. Auf die im einzelnen Falle erforderlichen Verbindungen wird bei der Besprechung von Beispielen noch hingewiesen werden. Zur Unterstützung der Wirkung der Zangen werden die einzelnen Pfahlreihen häufig auch noch durch verzinkte eiserne Anker verbunden. An einigen Orten ist an Stelle des hölzernen Rostes ein solcher aus Eisenbeton getreten.

Befindet sich bei einem Rost die Spundwand hinten, so daß die Pfähle frei stehen, dann muß der Rost noch mit einem Bohlenbelag versehen werden, im anderen Falle kann dieser fortbleiben und unmittelbar auf der Hinterfüllungserde, die zweckmäßig vorher durch eine Kies- oder Sandschicht abgeglichen wird, der obere Mauerteil aufgeführt werden; das Fortlassen des Bohlenbelages findet jedoch nur statt, wenn die eigentliche Mauer aus Beton hergestellt wird.

Den zuletzt in Angriff zu nehmenden Teil einer Kaimauer bildet die eigentliche Mauer. Sie kann entweder aus Mauerwerk oder aus Beton gebildet werden In letzterem Falle wird sie häufig durch hart gebrannte Klinker, sogenannte Eisenklinker, oder mit Quadern aus wetter- und wasserbeständigen Gesteinen verblendet, um sie gegen die Einwirkungen des Seewassers zu schützen (vergl. hierüber die Ausführungen in Bd. I, Kap. VII, S. 216 u. f.). In Hamburg und Bremen sind in neuerer Zeit zu dem gleichen Zweck Basaltsäulen mit gutem Erfolge verwendet worden.

Die Gestaltung und Bemessung der Mauer hängt in erster Linie von der Größe des Erddrucks ab, doch spielen dabei auch eine Reihe anderer Gesichtspunkte eine Rolle, die gewöhnlich zu viel stärkeren Abmessungen führen, als der Erddruck allein es verlangt. Die obere Stärke der Kaimauer ist dadurch gegeben, daß die Oberkante mit einer Abdeckplatte gegen Stöße geschützt werden muß; je nach der Größe der Schiffe erhält diese 0,2 bis 0,5 m Dicke und 1,0 bis 1,5 m Breite. Die weiteren Abmessungen hängen davon ab, ob es erforderlich ist, in der Mauer einen begehbaren Kanal zur Unterbringung von Leitungen anzulegen, wie es in Häfen nötig ist, wo die Hebezeuge mit Druckwasser angetrieben werden. In diesem Falle wird der Querschnitt der Mauer so völlig, daß er ohne weiteres dem Erddruck standhält

Bei der Bestimmung der Abmessungen einer Kaimauer auf Pfahlrost ist ferner für den in das Wasser eintauchenden Teil *der Auftrieb* zu berücksichtigen; dieser erreicht seinen größten Wert zur Zeit der höchsten Wasserstände. Die statische Untersuchung wird daher getrennt für höchste und niedrigste Wasserstände durchzuführen sein.

Wenn es auch über den Rahmen des vorliegenden Werkes hinausgeht, die statische Untersuchung aller vorkommenden Bauwerke eingehend zu behandeln, so soll doch für die Kaimauern an dieser Stelle auf die wichtigsten Rechnungsgrundlagen hingewiesen werden.

Kaimauern wie die Bohl- und Bollwerke haben in erster Linie dem Erddruck zu widerstehen. Zur Berechnung desselben können die in den Werken von Müller-Breslau, „Über Erddruck und Stützmauern", Stuttgart 1906 und von Möller, „Erddrucktabellen", Leipzig 1902 und „Grundriß des Wasserbaues",

Bd. I, Leipzig 1906, H. Krey, „Erddruck, Erdwiderstand usw", Berlin 1912 und Zeitschrift für Bauwesen 1912, S. 95 zusammengestellten Verfahren, Formeln und Tabellen benutzt werden. Eine erste Frage bildet bei den vorher festzusetzenden Größen die der Auflast. Für die meisten Verhältnisse wird hierfür die Annahme von 1200 bis 1800 kg für 1 qm der Kaifläche gleich einer gleichmäßig verteilten Erdschicht von 0,75 bis 1 m Höhe den praktisch vorkommenden Belastungen entsprechen. Die Zugrundelegung von Nutzlasten von 2 bis 2,5 t für 1 qm ist mehrfach zu verzeichnen, jedoch nur in besonderen Fällen, wo ungewöhnlich schwere Güter gestapelt werden, gerechtfertigt.

Nicht zu vergessen ist hierbei, daß häufig auf der Kaikante Schienen für fahrbare Krane Platz finden, welche bei einer Tragfähigkeit von 1,5 bis 5 t Raddrücke von 30 t und mehr an der Vorderkante der Kaimauer ausüben. (Vergl. hierüber die Angaben in Kapitel XIII.) Das Gewicht auf der Kaifläche verkehrender Eisenbahnzüge ist in der oben angegebenen gleichmäßig verteilten Auflast mit einbegriffen bezw. in besonderen Fällen leicht zu ermitteln.

Eine zweite wichtige Frage ist die Beurteilung der Feuchtigkeit des Bodens hinter der Uferwand. Diese Frage spielt hauptsächlich bei durchlässigem Boden eine Rolle. Es wird dann die Hinterfüllungserde bei steigendem Wasser durch die Undichtigkeiten der Spundwand und durch die Entwässerungsöffnungen getränkt, so daß bei längerer Dauer des hohen Wasserstandes der Wasserstand hinter der Mauer ebenso hoch steht wie vor derselben, durch die Haarröhrchenkraft wird hinter der Mauer der Boden sogar noch etwas höher durchfeuchtet werden. Fällt nun der Wasserstand schnell ab, so kann das Wasser hinter der Mauer nicht so schnell folgen, es entsteht daher von der Hinterseite der Mauer her ein Wasserüberdruck. Reichlich ungünstig wird jedenfalls gerechnet, wenn hinter der Mauer mit durchtränkter Erde bis zur Höhe der mittleren oder gewöhnlichen Hochwasser bei gleichzeitigem mittleren oder gewöhnlichen N.W. vor der Mauer gerechnet wird.

Nach den neueren Versuchen von Engels[1]) ist diese vielfach übliche Annahme zu ungünstig, da bei durchlässigem Boden und guter Entwässerung und der praktisch vorkommenden Geschwindigkeit der Wassersenkung das Wasser hinter der Mauer je nach der Geschwindigkeit mit einer Überdruckhöhe von 0,5 bis 0,1 m folgt. Er schlägt daher die durch Abb. 249a u. b dargestellten und jenem Aufsatz entnommenen Anordnungen vor, von denen die linke für die durch Flut und Ebbe bedingten schnellen Wechsel und die rechte für die in Flußläufen oder an den Küsten der Nebenmeere vorkommenden Schwankungen gilt. Hierbei bezeichnet k die durch die Haarröhrchenkraft durchfeuchtete Erdschicht und ferner φ_1, φ_2, φ_3 die Böschungswinkel für trockenen, plastisch feuchten bezw. nassen Sand, γ das Raumgewicht des Wassers und γ_1, γ_2, γ_3 die zugehörigen Raumgewichte der Erde. Die Größe des Erddrucks für die linke Hälfte wird dann:

[1]) H. Engels, Über die Größe des Wasserdrucks im Boden. Zeitschrift für Bauwesen 1911, S. 469 u. f.

$$p_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

$$p_2 = \gamma_2 \cdot h_2 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

$$p_3 = \gamma \cdot h_3 + (\gamma_3 - \gamma) \cdot h_3 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_3}{2}\right)$$

$$p_4 = (\gamma_3 - \gamma) \cdot h_4 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_3}{2}\right)$$

und für die rechte Seite:

$$p_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

$$p_2 = \gamma_2 \cdot h_2 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

$$p_3 = (\gamma_3 - \gamma) \cdot h_3 \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_3}{2}\right).$$

Die Versuche von Engels haben ferner die Anschauung bestätigt, daß in Sandboden der Wasserdruck voll zur Wirkung kommt, so daß er bei durch-

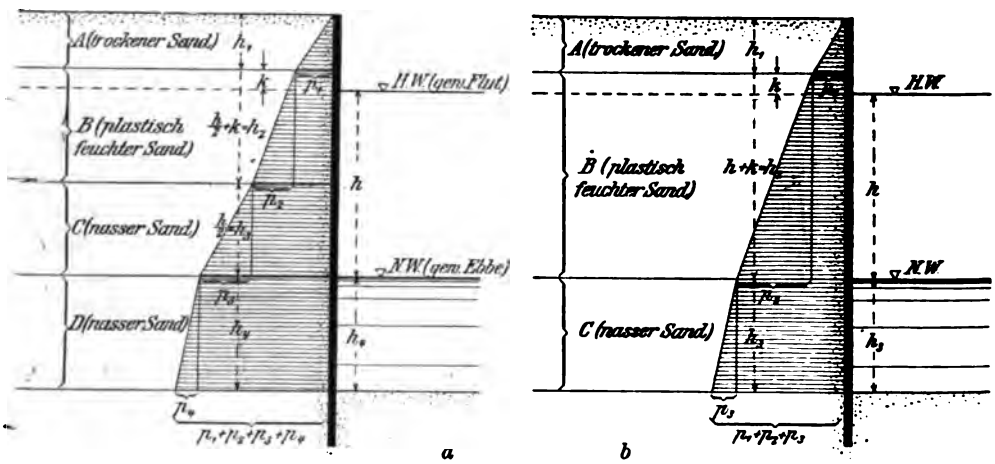


Abb. 249.

näßtem Boden auch voll in die Rechnung einzuführen ist. Wird diese Annahme gemacht, dann ist es richtig, die durch den Auftrieb eintretende Gewichtsverminderung des Bodens in Rechnung zu stellen, wie es bei den oben angegebenen p-Werten geschehen ist. Gewöhnlich stellt man, da das Gewicht durchnäßten Sandes zu 2 t für 1 cbm gerechnet werden kann, das Gewicht des durchnäßten Bodens mit 1 t für 1 cbm in Rechnung.

Auf Grund der vorstehenden Angaben können die im einzelnen Fall erforderlichen Festsetzungen unschwer getroffen und die Berechnung der auf die Mauer einwirkenden äußeren Kräfte vorgenommen werden.

Bei Kaimauern, die voll bis zum tragfähigen Baugrund hinabreichen, erhält man dann durch Zusammensetzen des Gewichts der Mauer mit den äußeren

Kräften die Gesamtmittelkraft, welche die Fundamentfuge zweckmäßig innerhalb des mittleren Drittels trifft, damit nur Druckspannungen auftreten, da Zugspannungen nicht übertragen werden können und die Mittelkraft ferner von der Lotrechten nicht mehr abweichen darf als der Reibungswinkel zwischen Mauerwerk bezw. Beton und Erde beträgt, damit ein Gleiten der Mauer sicher verhindert wird, vergl. hierzu das Beispiel von Antwerpen, Abb. 313.

Für die auf Pfahlrost errichteten Mauern werden zunächst die auf den Mauerwerkskörper bis zur Rostebene wirkenden äußeren Kräfte zu einer Mittelkraft R zusammengesetzt (Abb. 244). Es ist auch hier im allgemeinen zweckmäßig, um Verankerungen des Rostes mit dem Mauerwerk zu vermeiden, die Gestaltung des oberen Mauerteiles so einzurichten, daß R innerhalb des mittleren Drittels der Berührungsfuge verbleibt. Auf die Berücksichtigung des Auftriebs für den in Wasser eintauchenden Mauerteil sei noch besonders hingewiesen. Zu den bis zur Rostebene in R zusammengesetzten Kräften tritt noch ein durch die Spundwand ausgeübter wagerechter Schub H_2. Bei der weiteren Durchbildung des Pfahlrostes wird für die Verteilung der Pfähle oder richtiger der Unterstützungspunkte des Rostes R in seine lotrechte Seitenkraft N und in die wagerechte H_1 zerlegt.

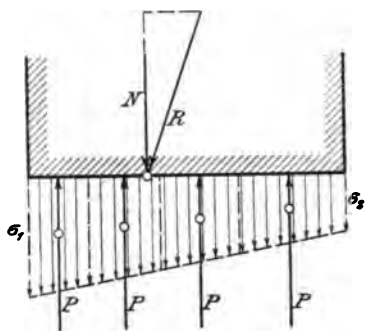


Abb. 250.

Von diesen Kräften ist N für die Verteilung der Belastung der Pfähle maßgebend, während H_1 und H_2 ihre Schrägstellung bezw. die Anordnung von Zugpfählen beeinflussen.

Für eine rohe Annäherung genügt es, wenn die Verteilung der Pfähle nach Abb. 250 erfolgt, indem man die Druckverteilung wie für eine gewöhnliche Mauerfuge berechnet, das dabei erhaltene Trapez aufzeichnet, in flächengleiche Teile zerlegt und die Schwerpunkte der Teilflächen ermittelt, diese geben dann den Ort für die Pfähle, wenn alle gleich belastet werden sollen.

Genauer erfolgt die Berechnung der Pfähle, wenn man dem von E. Jakoby-Riga[1]) angegebenen Verfahren sich anschließt, bei dem die Zusammendrückungen der Pfähle Berücksichtigung finden und das ganze Gebilde als ein starrer Körper auf elastischen Stützen angesehen wird. Da das Verfahren für die praktische Anwendung Beachtung besonders dann verdient, wenn Pfähle verschiedenen Durchmessers zur Anwendung gelangen, wie es z. B. bei der durch Abb. 260 auf S. 214 dargestellten Kaimauer aus dem Hamburger Hafen geschehen ist, so sei es hier wiedergegeben.

Der Mauerkörper AB, als starrer Körper betrachtet, ruhe auf n Pfählen, die als elastischeStützen I, II, III . . . aufgefaßt werden und so fest in den Boden gerammt sind, daß sie durch die Belastung nicht weiter in den Boden gedrückt werden und nur elastische Zusammendrückungen erleiden. Als lotrechte Seitenkraft aller auf die Mauer wirkenden äußeren Kräfte sei N, wie oben angegeben, ermittelt (Abb. 251). Unter ihrem Einfluß verkürzen sich die Pfähle so, daß

[1]) Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1909, S. 340 u. f.

die Zusammendrückungen der Stützen λ_1, λ_2, λ_3 . . . λ_n entstehen; die sie hervorrufenden Pfahlbelastungen seien P_1, P_2, P_3 . . . P_n, die Querschnitte der Pfähle F_1, F_2, F_3 . . . F_n und die zugehörigen Pfahllängen l_1, l_2, l_3 . . . l_n.

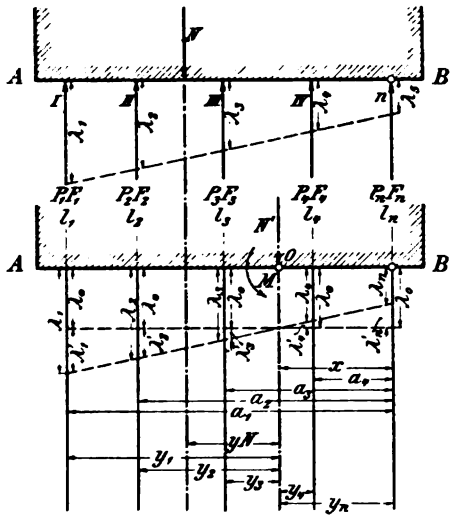


Abb. 251.

Ist E der Elastizitätsmodul für den Pfahlbaustoff, so ist die Verkürzung eines Pfahles

$$\lambda = \frac{P \cdot l}{E \cdot F}$$

und die Belastung eines Pfahles

$$P = \lambda \cdot E \cdot \frac{F}{l}.$$

Nach der Gleichgewichtsbedingung ist nun:

$$N = \Sigma P = E \cdot \Sigma \left(\frac{\lambda \cdot F}{l} \right).$$

Die Kraft N kann man nun ersetzen durch eine Kraft $N' = N$, die in einem solchen Punkte O angreift, daß alle von ihr erzeugten Zusammendrückungen einander gleich und gleich λ_0 sind, und durch ein Moment $M = N \cdot y_N$, das den starren Balken um den Punkt O dreht und die Senkungen λ_1', λ_2', λ_3' . . . λ_n' bewirkt. Es ist dann $\lambda_1 = \lambda_0 + \lambda_1'$ usw. Den Zusammendrückungen λ_0 entspricht die Pfahlbelastung P_1', P_2' usw.

Zur Bestimmung von O stellt man um einen beliebigen Punkt, hier um den Stützpunkt n, die Momentengleichung auf, es ergibt sich dann

$$N' \cdot x = P_1' a_1 + P_2' a_2 + \ldots P_n' a_n.^{1})$$

Da nun

$$P_1' = \lambda_0 \cdot E \cdot \frac{F_1}{l_1}, \quad P_2' = \lambda_0 \cdot E \cdot \frac{F_2}{l_2} \text{ usw.}$$

ist, so erhält man

$$N' \cdot x = \lambda_0 \cdot E \cdot \left(\frac{F_1}{l_1} \cdot a_1 + \frac{F_2}{l_2} \cdot a_2 + \ldots \frac{F_n}{l_n} \cdot a_n \right)$$

$$= \lambda_0 \cdot E \cdot \Sigma \left(\frac{F}{l} \cdot a \right).$$

Hieraus folgt

$$x = \lambda_0 \cdot \frac{E \cdot \Sigma \left(\frac{F}{l} \cdot a \right)}{N'}.$$

Da nun

$$N' = P_1' + P_2' + P_3' + \ldots P_n'$$

$$= \lambda_0 \cdot E \cdot \frac{F_1}{l_1} + \lambda_0 \cdot E \cdot \frac{F_2}{l_2} + \ldots \lambda_0 \cdot E \cdot \frac{F_n}{l_n}$$

$$= \lambda_0 \cdot E \cdot \Sigma \left(\frac{F}{l} \right)$$

[1]) a_n ist bei der hier gewählten Lage $n = 0$.

ist, so wird

$$x = -\frac{\lambda_0 \cdot E \cdot \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot a\right)}{\lambda_0 \cdot E \cdot \Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} \quad \text{oder} \quad x = -\frac{\Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot a\right)}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} \quad \ldots \quad 1)$$

Bezeichnet man nun gemäß Abb. 251 die Abstände der Stützen von dem Punkt O mit $y_1, y_2, y_3 \ldots y_n$, so ist die Bestimmungsgleichung für das Moment

$$M = N \cdot y_n = \Sigma (P \cdot y) = \lambda_1' \cdot y_1 \cdot E \cdot \frac{F_1}{l_1} + \lambda_2' \cdot y_2 \cdot E \cdot \frac{F_2}{l_2} + \ldots \lambda_n' \cdot y_n \frac{E \cdot F_n}{l_n}.$$

Es ist nun ferner

$$\frac{\lambda_1'}{y_1} = \frac{\lambda_2'}{y_2} = \frac{\lambda_3'}{y_3} = \frac{\lambda_4'}{y_4} \text{ usw.}$$

Daraus folgt

$$\lambda_2' = \frac{\lambda_1'}{y_1} \cdot y_2 \,; \quad \lambda_3' = \frac{\lambda_1'}{y_1} \cdot y_3 \text{ usw.,}$$

hiermit wird

$$N \cdot y_N = \frac{\lambda_1'}{y_1} \cdot y_1^2 \cdot \frac{E F_1}{l_1} + \frac{\lambda_1'}{y_1} \cdot y_2^2 \cdot \frac{E F_2}{l_2} + \ldots \frac{\lambda_1'}{y_1} y_n^2 \cdot \frac{E \cdot F_n}{l_n}.$$

$$N \cdot y_N = E \cdot \frac{\lambda_1'}{y_1} \cdot \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right) = E \cdot \frac{\lambda_2'}{y_2} \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right) = \ldots = E \cdot \frac{\lambda_n'}{y_n} \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right),$$

woraus folgt

$$\lambda_1' = \frac{N \cdot y_N \cdot y_1}{E \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right)}; \quad \lambda_2' = \frac{N \cdot y_N \cdot y_2}{E \Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right)} \text{ usw.}$$

Wie oben abgeleitet, war

$$N = N' = \lambda_0 \cdot E \Sigma\left(\frac{F}{l}\right),$$

mithin

$$\lambda_0 = \frac{N}{E \Sigma\left(\frac{F}{l}\right)}.$$

Da nun die Gesamtzusammendrückung $\lambda_1 = \lambda_0 + \lambda_1'$ ist, so ergibt sich

$$\lambda_1 = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} + \frac{N \cdot y_N \cdot y_1}{\Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right)}\right].$$

Hiermit erhält man endlich für

$$P_1 = \lambda_1 \cdot E \cdot \frac{F_1}{l_1} = \frac{F_1}{l_1} \cdot \left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} + \frac{N \cdot y_N \cdot y_1}{\Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right)}\right]$$

und allgemein

$$P_n = \frac{F_n}{l_n} \cdot \left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} + \frac{N \cdot y_N \cdot y_n}{\Sigma\left(\frac{F}{l} \cdot y^2\right)}\right] \quad \ldots \quad 2)$$

Mit Hilfe der Gleichungen 1) und 2) läßt sich die auf jeden Pfahl entfallende Belastung bestimmen, die abhängt von der Verteilung und den Abmessungen (Querschnitt und Länge) der Pfähle.

Werden runde Pfähle mit dem Durchmesser d benutzt, so wird $F=\frac{\pi d^2}{4}$; die Formeln nehmen dann die einfachere Form an

$$x=\frac{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\cdot a\right)}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 2a)$$

$$P=\frac{d_n^2}{l_n}\cdot\left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\right)}+\frac{N\cdot y_N\cdot y_n}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\cdot y^2\right)}\right] \quad \ldots\ldots \quad 2b)$$

Zu beachten ist, daß für l nicht die wirkliche Pfahllänge, sondern der Abstand von der Rostebene bis zum Angriffspunkt des Erdwiderstandes, der schätzungsweise in der Mitte des im Erdreich steckenden Pfahlteiles angenommen werden kann, einzusetzen ist. Es ist zulässig, wie es häufig der Fall zu sein pflegt, $l_1=l_2=l_3=\ldots l_n$ zu setzen, dann scheidet l aus den Formeln aus, die dann die einfache Form

$$x=\frac{\Sigma\,(F\cdot a)}{\Sigma\,(F)}=\frac{\Sigma\,(d^2\cdot a)}{\Sigma\,(d^2)}$$

$$P_n=F_n\cdot\left[\frac{N}{\Sigma\,(F)}+\frac{N\cdot y_N\cdot y_n}{\Sigma\,(F\cdot y^2)}\right]=d_n^2\cdot\left[\frac{N}{\Sigma\,(d^2)}+\frac{N\cdot y_N\cdot y_n}{\Sigma\,(d^2\cdot y^2)}\right]$$

erhalten.

Die Berechnung eines Pfahlrostes nach diesen Formeln gestaltet sich sehr einfach und übersichtlich, wenn sie in Tabellenform vorgenommen wird. Auf diese Weise werden die lotrechten Belastungen jedes einzelnen Stützpunktes gewonnen. Es bleibt nun noch übrig, die wagerechte Seitenkraft von R, nämlich H_1, und den Auflagerdruck der Spundwand H_2 zu berücksichtigen, dies geschieht dadurch, daß man dem einzelnen Stützpunkt Teile von $H=H_1+H_2$ zuweist und die einzelnen Stützpunkte durch Schrägstellung der Pfähle oder Hinzufügung von Zugpfählen zur Bildung von Pfahlböcken zur Aufnahme der schräg gerichteten Kräfte fähig macht, entsprechend den auf S. 195 bis 197 gemachten Ausführungen.

Eine letzte wichtige Frage bildet bei der Anordnung eines Pfahlrostes die Bestimmung der Einschlagtiefe und Stärke der Spundwand. Es ist dies eine Frage, in der vollkommene Klärung bis heute noch nicht gelungen ist, so daß man sich auf Annahmen angewiesen sieht.

Wie Abb. 244a und b zeigen, wird die im Punkt A mit dem Rost in Verbindung gebrachte Spundwand, abgesehen von dem Wasserdruck, der sich zum größten Teil aufhebt, durch den aktiven Erddruck E_{2a} nach dem Hafenbecken zu gedrängt, dieser Bewegung widerstrebt der Erdwiderstand E_p. Die Größe von E_p hängt von der Einschlagtiefe der Spundwand ab, diese genügt, wenn

$$E_p\cdot l_p>E_{2a}\cdot l_a$$

ist. Soll noch eine bestimmte Sicherheit gegen Ausweichen der Spundwand bestehen, so muß $E_p \cdot l_p$ um soviel Mal größer sein als $E_a \cdot l_a$, als der gewählte Sicherheitsgrad beträgt.

Nach den Versuchen von E. Jacoby-Riga[1]) genügt es bei kohäsionslosem Boden, daß das Moment des Erdwiderstandes doppelt so groß ist als das des aktiven Erddrucks, bei Boden mit Kohäsion genügt einfache, besser gesagt geringere Sicherheit. Von Bedeutung für diese Frage sind auch die Untersuchungen von Engels[2]) und die Angaben des Aufsatzes von Krey (s. oben).

Endlich ist auch Dr. Ehlers-Hamburg[3]) der Frage näher getreten und hat unter Prüfung der Verhältnisse an einer Anzahl in Hamburg ausgeführter Ufermauern darauf hingewiesen, daß bei Spundwänden sowohl der wirklich auftretende aktive Erddruck kleiner ist als der nach den üblichen Annahmen berechnete und daß ferner der Erdwiderstand (passiver Erddruck) erheblich größer ist als der berechnete, weil bei der Untersuchung die Bindigkeit (Kohäsion) des Bodens und der Einfluß der vor der Spundwand stehenden Pfähle nicht berücksichtigt wird Er nennt das Verhältnis des wirklich anzunehmenden Erdwiderstandes zu dem rechnungsmäßigen η und stellt durch Nachprüfung an zehn ausgeführten Beispielen fest, daß im Durchschnitt η den Wert 2,41 hat. d. h. der wirklich vorhandene Erdwiderstand ist mehr als doppelt so groß wie der in der üblichen Weise berechnete.

Zu beachten bleibt allerdings, daß dies Ergebnis zunächst nur für die Hamburger Bodenverhältnisse gilt.

Zur Berechnung der Stärke der Spundwand empfiehlt es sich anzunehmen, daß das obere Ende frei gelagert ist, bei Punkt A in Abb. 244a und b, daß sie ferner im Schwerpunkt des Erdwiderstandes frei aufliegt, Punkt B in Abb. 244a und b, und daß sie endlich durch den aktiven Erddruck belastet sei; durch die Belastung des über B überkragenden Endes wird die Lagerung bei B der in Wirklichkeit vorhandenen Einspannung ähnlich.

Für die Bemessung der Baustoffspannung der Spundwand kommt Jacoby bei seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß zweifache Sicherheit genügt. Danach würde für Kiefernholz, dessen Biegungsfestigkeit 470 kg/qcm beträgt, etwa 235 kg/qcm zu rechnen sein. Diese Zahl bewegt sich in ähnlicher Höhe wie die von H. Ehlers an den Hamburger Beispielen ermittelte mit 278 kg und der Vorschlag von Möller, Grundriß des Wasserbaues, Bd. I, S. 108, zum Ausgleich der mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmenden rechnungsmäßigen Belastung der Spundwand durch den aktiven Erddruck bei Kiefernholz oder gleichwertigem Baustoffe Spannungen von 200 kg/qcm zuzulassen.

Zu erwähnen ist ferner, daß eine Kaimauer an den Stellen, wo noch andere Kräfte auf sie einwirken, als bei der Berechnung zu Grunde gelegt wurden, also wo Poller- und Schiffshalteringe angeordnet werden, besondere Verstärkungen erhalten muß, die sich nicht nur auf den Mauerwerkkörper, sondern oft auch auf den Rost ausdehnen, indem derselbe durch Hinzufügen

[1]) Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1912, S. 317 u. f.

[2]) Engels, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1903, S. 273 u. 649.

[3]) H. Ehlers, Ein Beitrag zur statischen Berechnung von Spundwänden usw., Hannover 1910.

einzelner Pfähle oder Pfahlböcke verstärkt oder auf etwa 4 bis 6 m verbreitert wird.

Endlich ist es zweckmäßig, in Abständen von etwa 30 bis 50 m Dehnungsfugen anzuordnen, damit bei den durch starke Wärmeschwankungen hervorgerufenen Längenänderungen des Mauerwerks keine willkürlichen Risse auftreten. Wie diese Fugen zweckmäßig ausgebildet werden, zeigt das weiterhin behandelte Hamburger Beispiel (Abb. 261).

Bei allen Kaimauern ist für eine gute Entwässerung des Hinterfüllungsbodens Sorge zu tragen, damit der Wasserstand hinter der Mauer beim Sinken des Außenwasserstandes schnell genug erfolgen kann, ohne daß schädlicher Überdruck entsteht.[1])

In Deutschland haben sich in den einzelnen Häfen größerer Bedeutung im Laufe der Jahre bestimmte Kaimauerformen herausgebildet, die den örtlichen Bedürfnissen und Erfahrungen am besten entsprechen und doch wesentlich von einander abweichen. Man kann daher bei dieser für deutsche Verhältnisse so wichtigen Kaimauerbauweise mit Recht von einer Hamburger, Bremer, Stettiner usw. Form sprechen.

In nachstehendem sollen die wichtigsten dieser Formen kurz wiedergegeben werden, um für den Entwurf von neuen Kaimauern genügend Anhaltspunkte zu geben, denn hierfür ist, wie bei den Wellenbrechern und Molen, die Beachtung der an anderen Orten gemachten Erfahrungen und der bewährten Bauweisen von unschätzbarem Nutzen.

Man kann zunächst zwei Gruppen von Kaimauern unterscheiden, je nachdem die Spundwand hinten oder vorne angeordnet ist.

β) *Kaimauern mit hinterer Spundwand.*

Von diesen beiden Formen ist die erstere die häufigere und auch in den meisten Fällen aus den auf S. 194 dargelegten Gründen vorzuziehen.

In dieser Gruppe seien zuerst diejenigen Formen behandelt, die auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund errichtet werden müssen. In solchen Fällen ist die Anwendung von Zugpfählen ausgeschlossen und die den einzelnen Pfählen zuzumessende Belastung nur gering zu wählen, etwa 5 bis 10 t. Meist muß auch eine zu starke Belastung der Hinterfüllungserde vermieden werden. damit sich die ganze Bodenmasse, auf der die Kaimauer steht und die sie begrenzt, nicht in Bewegung setzt.

Eine unter solchen Umständen errichtete Kaimauer befindet sich an der Westseite des Außenhafens von Emden (vergl. Band I, Abb. 33, S. 74). Wie Abb. 252 zeigt, sind alle Pfähle des Rostes gleichgerichtet und in die Richtung der Mittelkraft von Erddruck und Eigengewicht gestellt worden; es ist ferner dem Rost eine ungewöhnliche Breite gegeben worden, um das Erdreich unter ihm durch die natürliche Böschung zu begrenzen, so daß die Kaimauer nur von dem Erddruck des oberhalb des Rostes lagernden Erdkörpers beansprucht wird. Die hintere Abschlußspundwand konnte daher sehr kurz gehalten werden, da sie im wesentlichen sichernde Bedeutung hat. Um zu ver-

[1]) Vergl. hierzu die lehrreichen Versuche von Engels, Zeitschrift für Bauwesen, 1911, S. 469.

hindern, daß der obere Teil der Böschung in Höhe des gewöhnlichen N.W. durch Wellenschlag abgespült wird, ist an dieser Stelle ein Faschinenpackwerk vorgesehen worden. Bezüglich der Anordnung der Pfähle ist noch darauf hinzuweisen, daß die drei vorderen, welche durch die Mauer stärker belastet sind, länger gewählt und enger gestellt wurden

Die Mauer selbst, aus Klinkern hergestellt, ist nur dem Erddruck entsprechend bemessen worden, gegen zufällige Beanspruchungen ist sie gegen besondere, unter dem Rost angebrachte Holme verankert, ebenso sind auch

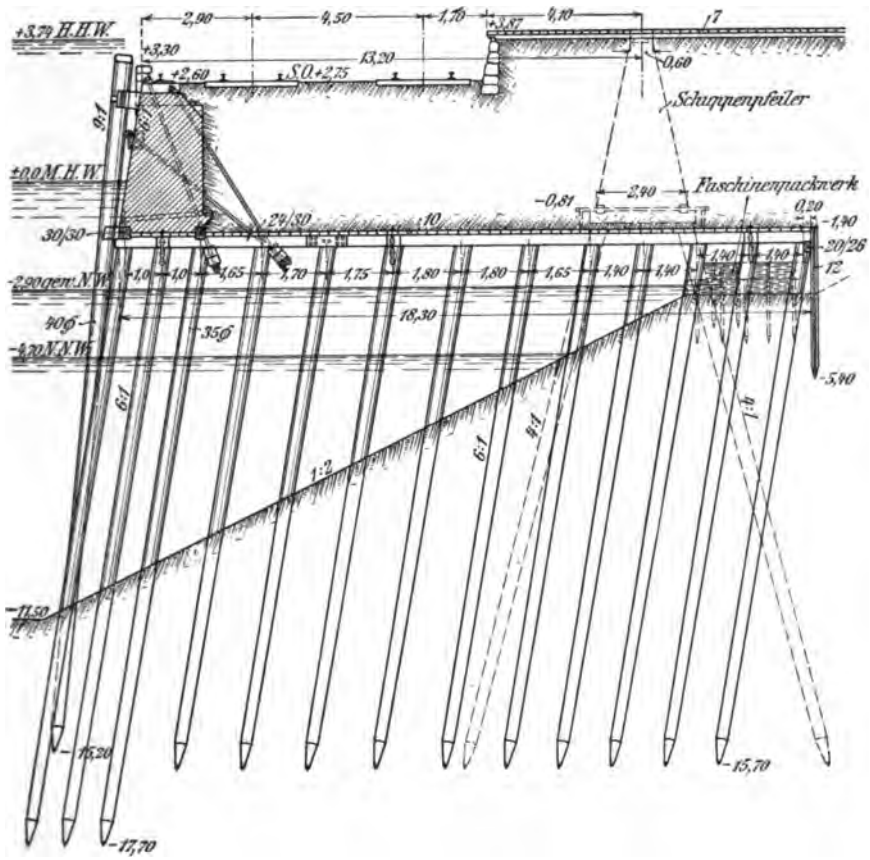


Abb. 252. Kaimauer an der Westseite des Außenhafens in Emden.

die Poller und Schiffshalteringe an dem Rost besonders verankert worden. Ein Entwässerungsrohr sorgt für die Trockenhaltung der Hinterfüllungserde. Vor der Mauer sind Reibepfähle angeordnet und durch Knaggen befestigt. Die gestrichelt dargestellten Schuppenpfeiler sind unabhängig von dem Rost. Eine Anzahl eiserner Klammern verankern die Holme mit den Pfählen, um sie während der Bauzeit gegen Abheben durch die Flut zu sichern.

In ähnlicher Weise sind Kaimauern im Hafen von Friedrichstadt und Glückstadt ausgeführt worden. Auch der Ersatz des auf S. 180 u. 181 beschriebenen Bohlwerks in Geestemünde sowie die Mauer am Nordufer des gleichen

Hafens wurden nach demselben Baugedanken ausgeführt. Bei letzterer bestand die über M.N.W. liegende Hafenfläche aus Schlick jüngerer Ablagerung von sehr weicher Beschaffenheit, so daß besondere Maßnahmen ergriffen werden mußten, um zu verhüten, daß die ganze Bodenmasse nach erfolgter Aufhöhung nach dem Hafenbecken zu in Bewegung geriet. Diese bestanden darin, daß, wie Abb. 253 zeigt, an der Baustelle zunächst ein breiter Graben ausgebaggert und mit Sand zur Herstellung eines Sanddammes ausgefüllt wurde, eine Maßnahme, die in ähnlichen Fällen mehrfach mit Erfolg zur Anwendung gelangt ist.

In holländischen Häfen wird außerdem häufig noch ein Faschinendamm aus Sinkstücken angeordnet, der den gleichen Zweck verfolgt und außerdem

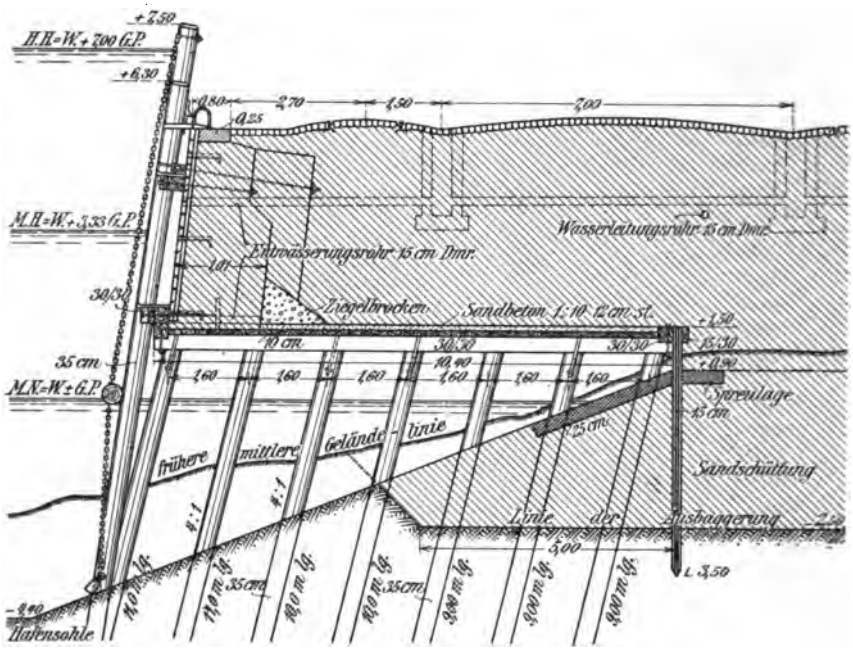


Abb. 253. Kaimauer am Fischereihafen in Geestemünde.

den Pfählen, soweit sie durch ihn hindurchgerammt werden, größere Seitensteifigkeit verleiht (Abb. 256).

Im übrigen ist die Kaimauer ähnlich wie die in Emden angeordnet. Die gleichmäßig unter 4 : 1 geneigten Pfähle nehmen von 11 m Länge nach hinten zu auf 9 m ab. Beachtenswert ist die hohe Lage des Rostes auf + 1,48 m über M.N.W., also fast auf halber Fluthöhe, ferner die 12 cm starke Sandbetonschicht auf dem Bohlenbelag des Rostes, die zur Abdichtung dient. Die Mauer selbst hat nur die gegen Erddruck erforderliche Stärke und ist durch Reibepfähle gegen Berührungen durch Schiffe geschützt, die gleichzeitig als Anbindepfähle benutzt werden, so daß sie sorgfältig verankert werden müssen. Die Einzelheiten dieser Verankerung wie auch die an dieser Stelle die Mauer verstärkenden Rippen zeigt Abb. 254. Die Reibepfähle werden durch einen wagerechten, durch eine Kette geführten Schwimmbalken vor Abnutzung bewahrt; die Kette wird durch ein Gewicht straff gehalten. Für die Entwässerung der

Hinterfüllungserde ist durch 15 cm weite, in die Mauer einbetonierte Rohre Sorge getragen worden.

Wie schon erwähnt, hat in holländischen Häfen, z. B. in Rotterdam, die Anwendung von Sandschüttungen und Faschinendämmen zur Erzielung der Seitensteifigkeit von Kaimauern stattgefunden.

Ein Beispiel, das beide Mittel in umfangreichem Maße zeigt, bildet die Kaimauer am Maashafen in Rotterdam.[1]) Der an der Baustelle vorhandene

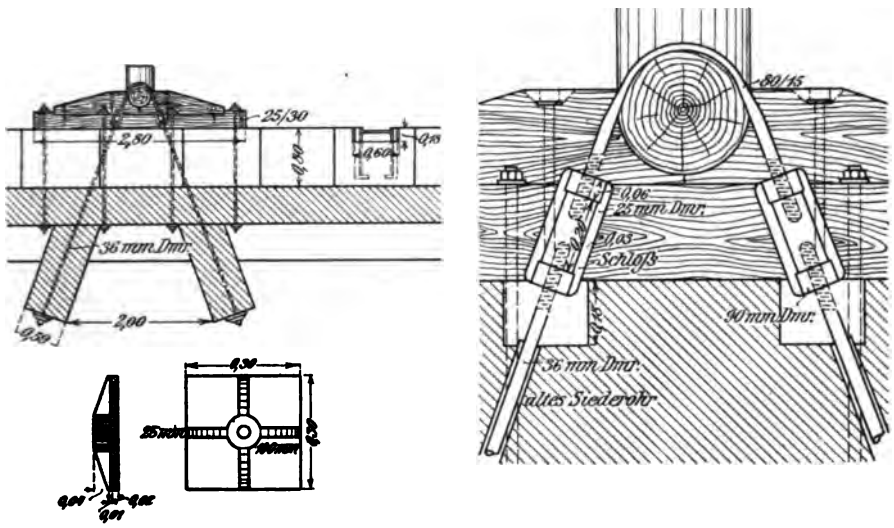


Abb. 254. Einzelheiten von der Verankerung der Anbindepfähle an der Kaimauer in Geestemünde.

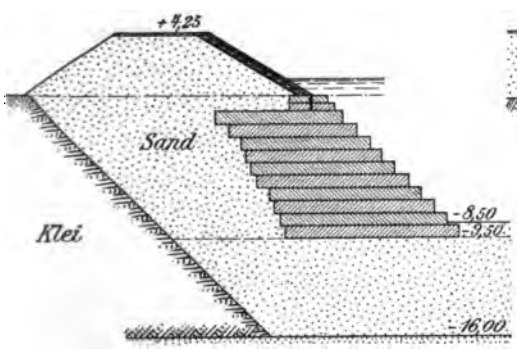


Abb. 255.
Kaimauer am Maashafen in Rotterdam, Vorbereitung der Baustelle.

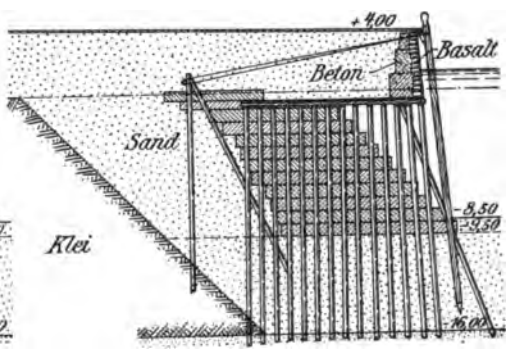


Abb. 256.
Kaimauer am Maashafen in Rotterdam, fertiges Bauwerk.

Kleiboden wurde bis auf den in 16 m Tiefe anstehenden Sand ausgebaggert. Hierauf wurde die Baggerrinne zunächst mit scharfem Sand bis — 9,50 m angefüllt (Abb. 255), das unterste Sinkstück verlegt und die Sandschüttung bis — 8,50 m fortgesetzt. Mit dem Verlegen der Sinkstücke und dem Ausfüllen

[1]) Vergl. Waterbouwkundige Constructies, Handboek von M. C. Koole, S. 189. Amsterdam 1910.

des Zwischenraumes zwischen Ufer und Sinkstück wurde dann fortgefahren bis zur N.W.-Höhe. Die Sandschüttung wurde dann noch bis +4,25 weiter in die Höhe geführt und an der Ober- und Wasserseite vorläufig befestigt. Die Versenkung der Sinkstücke erfolgte mit Sandbelastung, so daß sie ganz mit Sand angefüllt wurden und der durch Abb. 255 dargestellte Zustand entstand.

Nachdem die Sand- und Faschinenmassen sich vollkommen gesetzt hatten, wurde mit dem Bau der Kaimauer vorgegangen, wobei die Pfähle durch die Sinkstücke hindurchgerammt wurden. Der Rost erhielt eine Breite von 12 m, die Pfähle wurden so lang gewählt, daß sie noch in den gewachsenen Sandboden hineinragten; sie wurden fast alle lotrecht gestellt, nur die Pfahlreihen in der Nähe der Vorderkante erhielten eine geringe Neigung. Die Rostebene liegt bei all diesen Mauern unter N.W., infolgedessen wird zum Abzimmern eine schwimmende Taucherglocke verwendet, deren Grundfläche 6,6 × 13,33 m beträgt, so daß sie über den ganzen Rost hinübergreift. Die Mauer besteht aus Beton mit Basaltsäulenverblendung und hat nur die durch die Größe des Erddrucks bedingten Abmessungen.

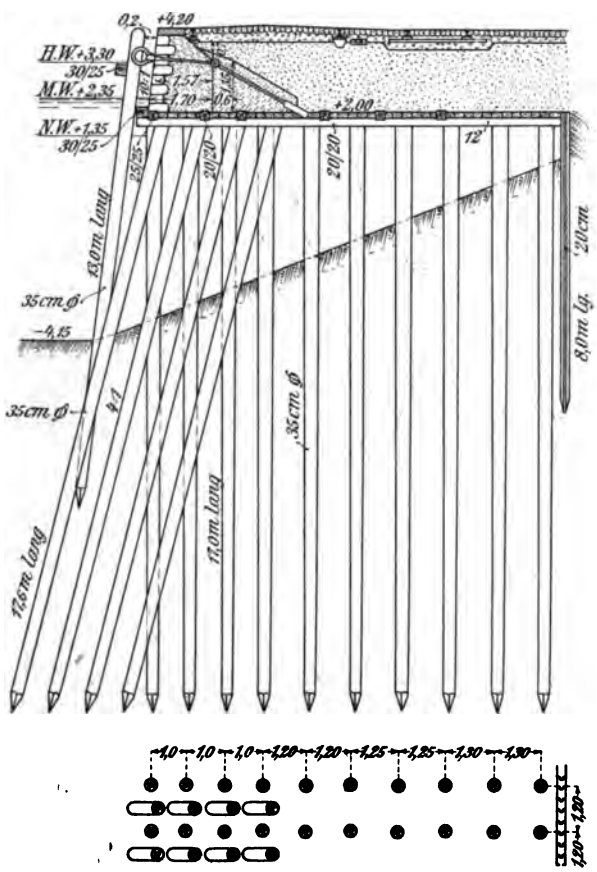


Abb. 257. Kaimauer am Packhof in Königsberg.

Die in der Abbildung erkennbaren Reibepfähle stehen frei vor der Mauer und sind jeder für sich gegen einen Pfahlbock verankert.

Die Bauweise hat den Vorteil, daß ein Hafenbecken in voller Größe ausgeführt werden kann, ohne daß das Eintreiben weicher Schlickmassen vom Ufer her möglich ist, andererseits kann mit der Errichtung der Kaimauer so lange gewartet werden, ohne daß Mehrkosten entstehen, bis der wachsende Verkehr den Ausbau erfordert.

Diese ungewöhnlichen Formen von Kaimauern sind nur durch sehr weichen, wenig tragfähigen Untergrund und durch sehr tiefe Lage des tragfähigen Bodens bedingt, wenn die Pfähle sehr lang werden und daher die Standsicherheit des Rostes schwer zu erreichen ist; bei günstigeren Verhältnissen läßt sich der gleiche Zweck durch Anordnung von Schrägpfählen

erzielen. Dazu kommt noch, daß ein erreichbarer tragfähiger Boden es ermöglicht, durch großes Gewicht der Mauer dem Erddruck entgegenzuwirken, während im Gegensatz dazu bei den bisherigen Beispielen danach gestrebt wurde, das Gewicht der eigentlichen Mauer so gering wie möglich zu halten.

Bei den nachfolgenden Beispielen ist zunächst daran festgehalten, daß zur Übertragung des Mauergewichts auf den tragfähigen Boden die erforderliche Anzahl lotrechter oder annähernd lotrechter Pfähle angeordnet wurde, diese werden im Gegensatz zu den Schrägpfählen häufig mit dem Namen Geradpfähle belegt. Zur Aufnahme der auf die Mauer wirkenden wagerechten Kräfte ist dann noch eine Anzahl stark geneigter, auf Druck beanspruchter Pfähle, Schrägpfähle, hinzugefügt worden.

Einen Übergang zu diesen Formen bildet die durch Abb. 257 dargestellte Packhofs-Kaimauer in Königsberg, bei welcher der tragfähige Grund so tief liegt, daß 17,6 m lange Pfähle angewendet werden mußten. Der hier zwischen M.W. und N.W. angeordnete Rost wird durch zehn Reihen lotrechter Pfähle getragen, die in der Längsrichtung der Mauer 1,20 m voneinander entfernt sind. Dazwischen sind an der Vorderseite der Mauer je vier unter einer Neigung von 4 : 1 gestellte Schrägpfähle gerammt worden. Die Mauer selbst ist schwach gehalten, sie erhält Verstärkungen nur an den Stellen, wo Schiffshalteringe vorgesehen sind. Wenn bei dieser Mauer auch als neues Element die Schrägpfähle auftreten, so bleibt die große Breite des Rostes zur Verminderung des Erddrucks noch bestehen.

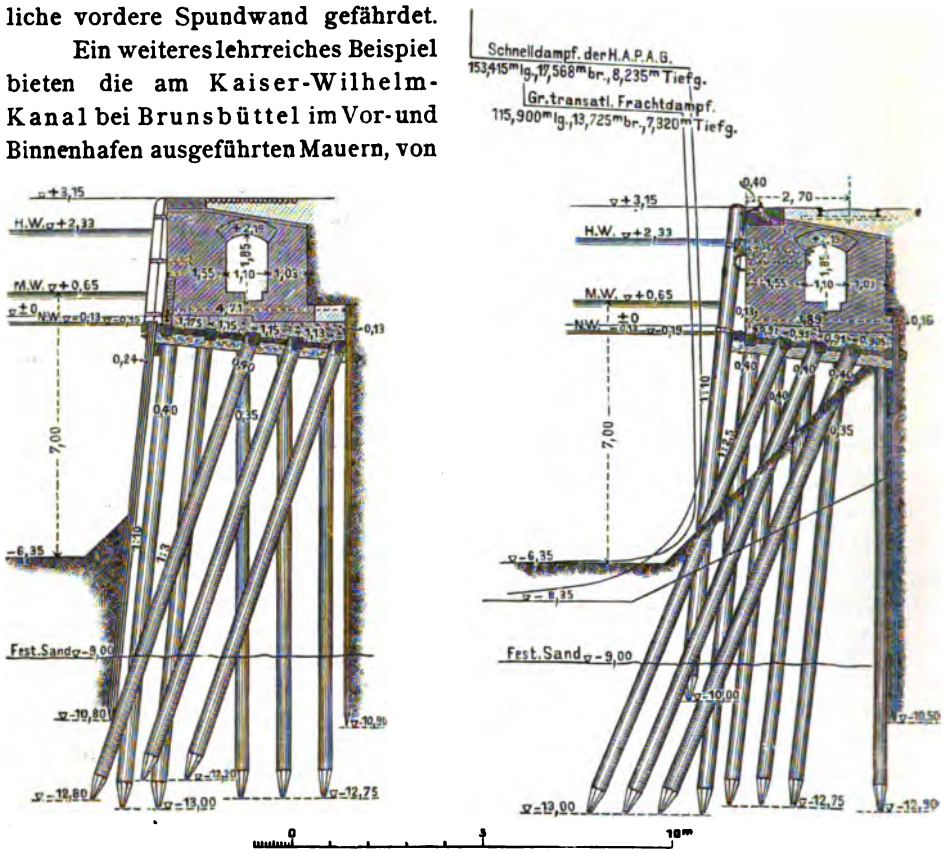
Dies ist nicht mehr der Fall bei den durch Abb. 258 dargestellten Kaimauern des Freihafens von Stettin,[1]) die für zunächst 7,0 und später 8,0 m Wassertiefe erbaut wurden. Bei diesen Mauern wird der Rost durch fünf Reihen zum Teil wenig geneigter, zum Teil lotrechter Pfähle, die bis zu 4 m in den tragfähigen Sandboden hineinragen, gebildet. Außerdem sind zwischen jeder Querreihe je drei stark geneigte Schrägpfähle zur Aufnahme des wagerechten Schubes angeordnet worden. Die Abbildungen zeigen zwei verschiedene Ausführungsweisen, einmal für den Fall, daß die Mauer im Trockenen in dem erst später auszuhebenden Hafenbecken (b), und zum anderen für den Fall, daß sie im offenen Wasser errichtet werden mußte (a). Im ersteren Falle konnten die Schrägpfähle die Neigung 2,5 : 1 erhalten und in die Mitte des Rostes gestellt werden; im letzteren trat vorn eine zweite Spundwand hinzu, die als Fangedamm während der Bauausführung diente, infolgedessen mußten die Schrägpfähle zurückgesetzt werden und die etwas geringere Neigung von 3 : 1 erhalten. Da bei der Durchbildung der Pfahlroste dieser Mauern auf eine auf die Geradpfähle kommende Zugkraft Rücksicht genommen wurde, so könnte man diese Pfahlrostanordnung auch zu der Gruppe rechnen, bei der die Seitensteifigkeit durch Pfahlböcke hergestellt wird, doch ist die Bockausbildung nicht derartig, daß dies gerechtfertigt erschien.

Die eigentliche Mauer hat infolge der Anordnung eines begehbaren Kanals zur Aufnahme von Druckwasserleitungen eine große Stärke erhalten, vor ihrer Ausführung wurde der Rost durch eine Betonschicht abgeglichen.

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1899, S. 67.

Die auf Abb. 258 erkennbaren Umrißlinien mittlerer Frachtdampfer zeigen, wie wenig diese Mauern der Schiffsform angepaßt sind; in dem rechts dargestellten Falle findet eine Berührung zwischen Schiff und Mauer nur an dem unteren Teil der Reibepfähle statt, sind diese durchgescheuert und wird dies nicht rechtzeitig bemerkt, so werden die sehr wichtigen ersten Schrägpfähle angegriffen. In noch höherem Maße ist die auf der linken Abbildung ersichtliche vordere Spundwand gefährdet.

Ein weiteres lehrreiches Beispiel bieten die am Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Brunsbüttel im Vor- und Binnenhafen ausgeführten Mauern, von



a) Ausführung im offenen Wasser. b) Ausführung im Trockenen.

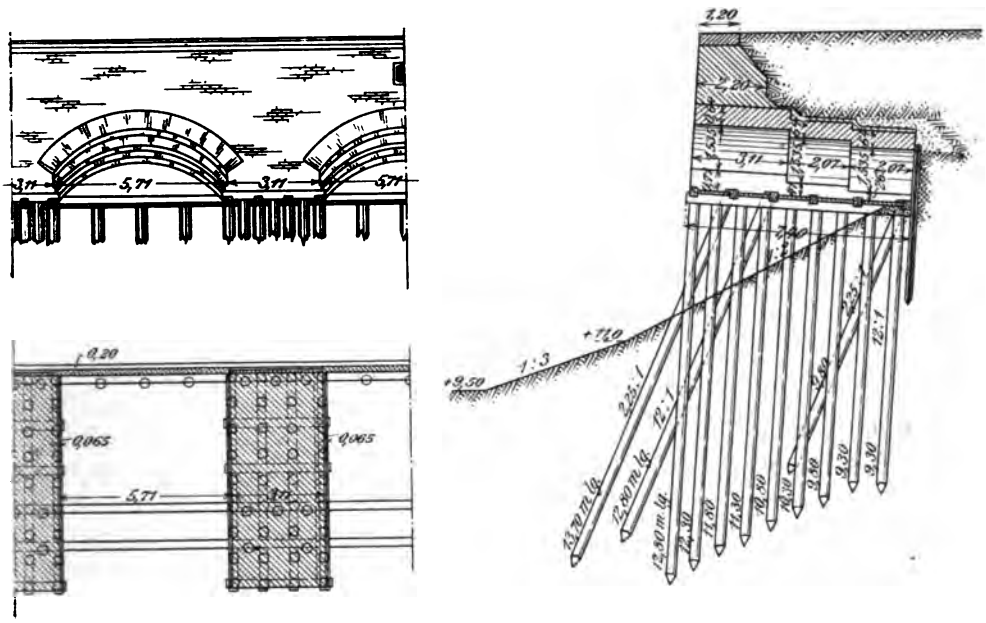
Abb. 258. Kaimauer im Freihafen von Stettin.

denen Abb. 259 die in letzterem angewendete Form darstellt.[1]) Da der Baugrund wenig tragfähig war, so wurde nach möglichster Leichtigkeit der Mauer gestrebt. Zu dem Zweck wurde einmal der Rost ziemlich hoch gelegt und ferner die Mauer in einzelne durch Gewölbe verbundene Pfeiler aufgelöst. Die Anordnung des Rostes ist leicht zu erkennen, außer den unter 10 : 1 geneigten Geradpfählen sind eine Anzahl von unter 2,25 : 1 geneigten Schrägpfählen unter jedem Pfeiler vorgesehen. Der Abschluß der Gewölbe gegen die Hinterfüllungserde geschieht durch eine Spundwand. Die Ausführung der Mauer konnte im Trockenen erfolgen. Besonders lehrreich ist, daß an dieser

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1897, S. 525 f. und Fülscher, Der Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals, Abteilung I, S. 92 u. f.

Mauer, die sich sonst gut bewährt hat, nach erfolgter Hinterfüllung und Vertiefung des Kanalbettes ein Teil plötzlich einstürzte, worüber die angezogene Quelle ausführliche Mitteilungen bringt. Dieser Unfall war nicht auf die Bauweise zurückzuführen, sondern fand seine Erklärung in dem Vorhandensein einer etwa 1 m starken, sehr weichen Schicht unter derjenigen, in der die Pfähle endigten, die ein Gleiten der ganzen Erdmengen einschließlich der Mauer veranlaßte, nachdem durch die Baggerungen der Gegendruck vermindert worden war.

Bei allen diesen Beispielen wird zur Aufnahme des wagerechten Schubes lediglich in althergebrachter Weise von Schrägpfählen Gebrauch gemacht.


5,71
3,11
5,71
3,11
5,71
9,20
0,65
0,65
5,71
+ 7,20
+ 9,50
1:3
12:1
12:1
12:1

An dem vierten und fünften Holm greifen je ein 50 bezw. 45 cm starker Schrägpfahl mit einer Neigung 3,5 : 1 an, und an dem nächsten ist ein Pfahlbock aus zwei 50 cm starken Pfählen angeordnet. Der wagerechte Schub wird demnach zum kleineren Teil von den drei ersten, dann zu einem größeren Teil von den beiden Schrägpfählen und mit dem Rest von dem Pfahlbock aufgenommen. Letzterer ist bei diesem Rost als ein besonders hinzugefügter Teil aufzufassen, da die Zug- und Druckpfähle nur untereinander und nicht, wie es bei den späteren Beispielen gezeigt werden wird, mit dem Rost zu einer Einheit verbunden worden sind.

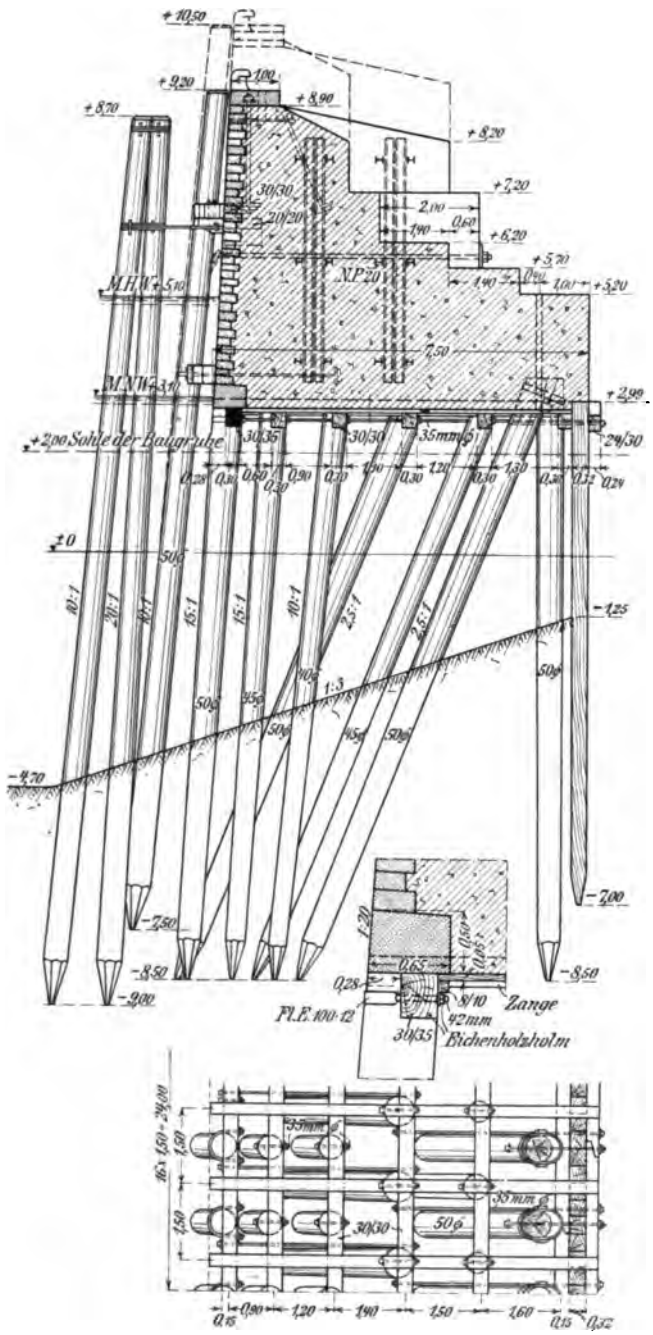


Abb. 260. Kaimauer am Roßhafen in Hamburg.

Im übrigen läßt der Grundriß erkennen, wie die Stellung der Pfähle geordnet wurde, damit sie sich gegenseitig nicht behindern. An den letzten Holm lehnt sich die Spundwand an. Von den Holmen ist der erste wegen seiner größeren Belastung aus Eichenholz gebildet worden. Die einzelnen Längsreihen sind durch übergekämmte Zangen in 1,50 m Abstand mit den Holmen verbunden; die Querverankerung des Rostes ist außerdem durch Anker, die vom ersten bis zum vierten Holm und von da bis zum Spundwandholm führen, verstärkt worden.

Die Rostebene wird endlich durch zwischen den Zangen liegende Bohlen vervollständigt.

Die Mauer, die einen sehr massigen Querschnitt zeigt, wird aus Beton gebildet und erhält eine Basaltsäulenverblendung, der unterste Teil wird jedoch durch einen kräftigen Granitquader verblendet. Den oberen Abschluß bildet eine 30 cm starke und 1,0 m breite Granitabdeckplatte. Die Mauer erhält Verstärkungen an allen den Stellen, wo Poller oder Schiffshalteringe angebracht

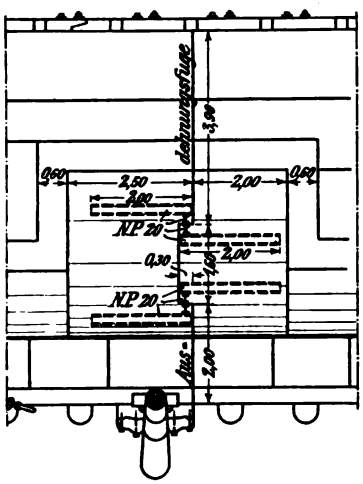


Abb. 261. Ausbildung der Ausdehnungsfugen der Kaimauer am Roßhafen in Hamburg.

werden, und an den Stellen, wo Ausdehnungsfugen vorgesehen sind. Letztere sind in der Weise durchgebildet, wie es der Querschnitt (Abb. 260) und der Grundriß (Abb. 261) erkennen läßt. Die beiden aneinanderstoßenden Mauerstücke greifen mit einem Vorsprung in einander; damit nun diese Vorsprünge bei Bewegungen des einen Mauerteils nicht abgeschoren werden können, sind sie, wie es die Abbildungen erkennen lassen, durch wagerechte und lotrechte I-Eisen verstärkt worden.

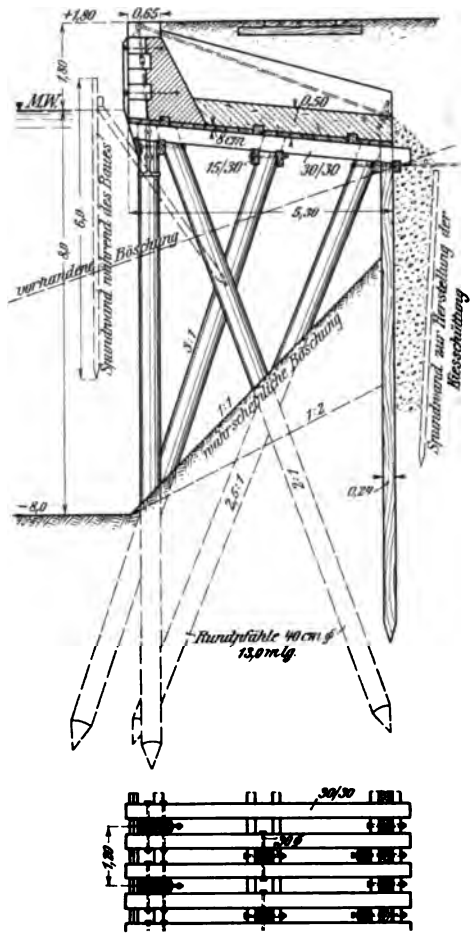


Abb. 262. Kaimauer am Kaiserhafen in Danzig.

In ähnlicher Weise wie die hier beschriebene Mauer ist in Hamburg ein großer Teil der in neuerer Zeit ausgeführten Mauern gestaltet worden, sie lassen eine hohe Stufe der Vollendung erkennen, die sich hier besonders in der Abstufung der Stärkenausbildung von vorn nach hinten zu zeigt. Ein Vergleich mit der weiterhin beschriebenen Bremer Mauer läßt erkennen, wie verschieden die gleiche Aufgabe bei Anwendung der gleichen Gründungsart gelöst werden kann.

Im Gegensatz zu diesen sehr schweren und teuren, für größte Schiffe bestimmten Kaimauern sind die beiden nächsten Beispiele von der Ostsee, wo der geringe Wasserwechsel nur eine geringe Kaimauer erfordert, erheblich leichter gehalten.

Bei der ersten, im Kaiserhafen zu Danzig ausgeführten Mauer finden wir beiderseits eine Reihe von Pfahlböcken als Teil des ganzen Rostes mit diesem organisch vereinigt. Nach dem durch Abb. 262 dargestellten Querschnitt hat folgende Pfahlanordnung stattgefunden. Nahe der Vorderkante steht zunächst in Abständen von 1,20 m ein lotrechter Pfahl; dieser ist mit einem unter 2 : 1 schräg nach hinten gerammten Zugpfahl zu einem Pfahlbock vereinigt, dann folgt etwa in der Mitte des Rostes ein unter 3: 1 gerammter Schrägpfahl und endlich vor der Spundwand noch ein unter 2,5 : 1 gestellter Schrägpfahl. Die Verbindung der Pfähle mit dem Rost ist aus der Abbildung ersichtlich, sie hätte noch dadurch verbessert werden können, daß der Zugpfahl etwa 0,40 m über die Oberkante des Rostes hinübergeführt worden wäre, damit er besser an den Zangen aufgehängt wird; ferner hätte sich bei dem letzten Schrägpfahl durch eine bockartige Verbindung mit der Spundwand ein besseres Zusammenwirken erreichen lassen. Die mit Granit verblendete und abgedeckte Mauer hat nur die unbedingt erforderlichen Abmessungen, sie besteht aus Beton und ist an den Stellen, wo Schiffshalteringe angeordnet sind, durch zwei unter einem Winkel von 45° über die ganze Rostbreite greifende Rippen verstärkt. Die Schiffshalteringe sind außerdem durch lotrechte Anker an den vordersten Pfahl nach unten hin verankert, zur Abdichtung ist der Rost mit einer 0,50 m starken Betonschicht bedeckt worden.

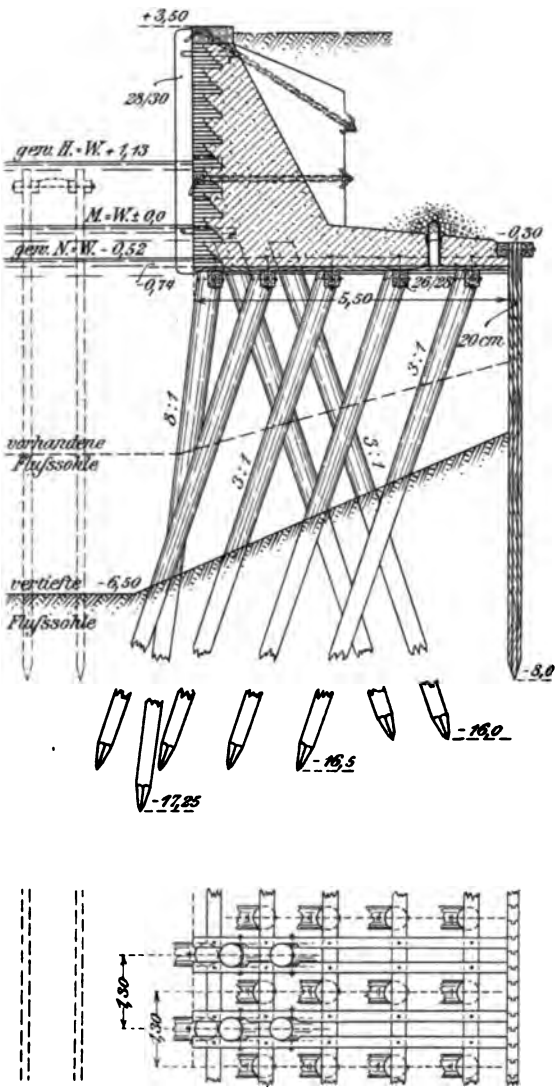


Abb. 263. Kaimauer an der Krämerbrücke in Königsberg.

Eine ähnliche, nur etwas stärkere Bauweise zeigt die in Königsberg an der Krämerbrücke ausgeführte Kaimauer. Man findet gemäß Abb. 263 zunächst eine Geradpfahlreihe in 1,30 m Abstand, deren Pfähle unter 8 : 1 gerammt sind. In gleicher Reihe mit diesen stehen zwei unter 3 : 1 nach hinten gerammte Zugpfähle und zwischen diesen Reihen vier unter 3 : 1 geneigte Schrägpfähle. Infolge der sorgfältigen Verbindung der Zugpfähle mit den Zangen und dieser mit den Holmen entstehen in dieser Mauer zwei Pfahlbockreihen, die diese Bauart kennzeichnen. Die Mauer besteht aus Beton mit Klinkerverblendung, sie ist alle 15 m mit Schiffshalteringen versehen und an diesen Stellen durch tornisterartige Aufsattelungen verstärkt worden. Der Rost ist mit einer nach hinten an Stärke abnehmenden Betonschicht abgedeckt und mit Entwässerungsöffnungen versehen.

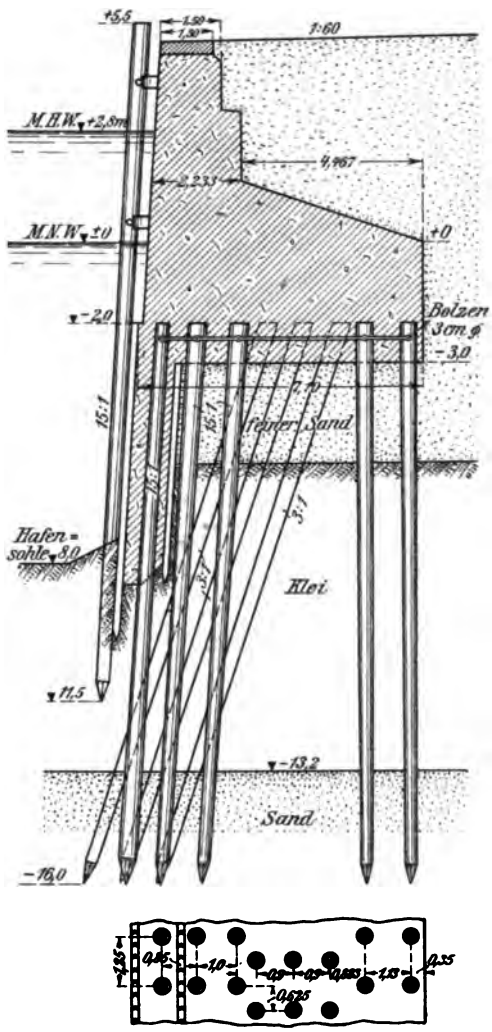


Abb. 264. Kaimauer im Hafen von Cuxhaven.

γ) Kaimauern mit vorderer Spundwand.

Unter der zweiten großen Gruppe der Kaimauern auf Pfahlrost, bei denen die Spundwand vorn angeordnet ist, sind zunächst diejenigen Formen zu erwähnen, bei denen nur Gerad- und Schrägpfähle vorkommen. Unter diesen mögen hier zwei Beispiele folgen, bei denen man dazu übergegangen ist, den Holzrost, der stets einen bedeutenden Aufwand an Zeit und Geld erfordert, durch Beton und Eisen zu ersetzen. Ein erstes Beispiel dieser Art bieten die in Cuxhaven binnendeichs ausgeführten Kaimauern, von denen Abb. 264 einen Querschnitt wiedergibt. Wie die Abbildung erkennen läßt, sind hier zur Stützung der Mauer fünf Reihen von Geradpfählen angeordnet, zwischen denen sich Gruppen von je drei unter 3 : 1 geneigten Schrägpfählen befinden. Zur Verbindung der Geradpfähle dienen Flacheisenschienen, die mit Bolzen an den Pfahlköpfen befestigt sind. Es sind dies die einzigen Teile, auf die der Rost nunmehr zusammengeschrumpft ist, denn im übrigen besteht er lediglich aus dem die Pfahlköpfe umhüllenden Beton. Eine Besonderheit ist an dieser Mauer die auch in dem nächsten Beispiel zu findende Umhüllung der ersten Pfahlreihe mit Beton, die durch Anordnung einer zweiten

Nebenspundwand in 1,0 m Abstand hinter der Hauptwand hergestellt wurde. Dadurch wird erreicht, daß die Mauer bis unter die Hafensohle vollkommen dicht wird, so daß auch der feinste Hinterfüllungssand nicht hindurchkann.

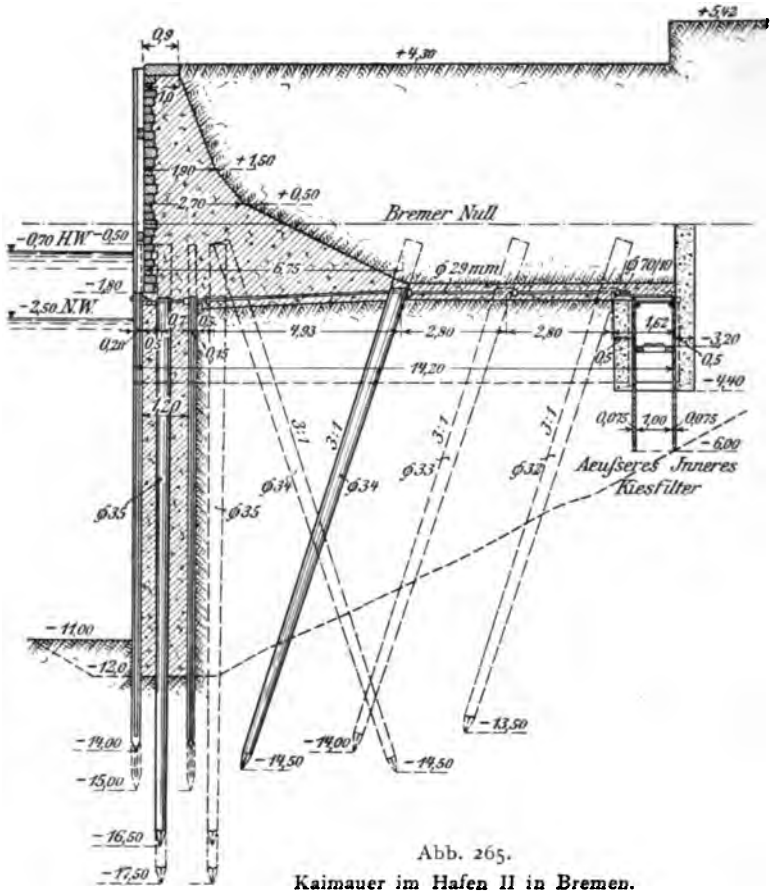
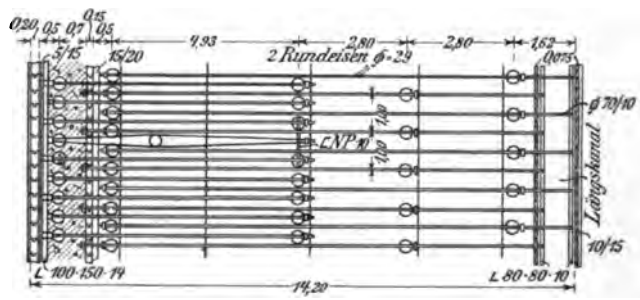


Abb. 265.
Kaimauer im Hafen II in Bremen.



Ein besonderer Platz gebührt in dieser Gruppe den in Bremen im Hafen II in neuerer Zeit ausgeführten Kaimauern, sowohl wegen der eigenartigen Anordnung der Rostpfähle, als auch wegen des Überganges vom Holzrost zum Eisenbetonrost. Wie der regelrechte, durch Abb. 265 dargestellte Querschnitt der Mauer zeigt, ist hier eine Trennung der die eigentliche Mauer

tragenden Pfähle von den zur Aufnahme des wagerechten Schubes bestimmten vorgenommen worden; während bei den vorherigen Beispielen Gerad- und Schrägpfähle nebeneinanderstehen, befinden sie sich hier hintereinander.

Der die Mauer stützende Rost besteht aus zwei lotrechten Pfahlreihen, die das Hauptgewicht der Mauer aufzunehmen haben, sie stehen in der Längsrichtung in den geringen Abständen von 0,50 m. Die vordere dieser Reihen ist mit einer 1,20 m dicken Betonwand umgeben, die nach außen von der Hauptspundwand und an der Innenseite von einer schwächeren Nebenspundwand begrenzt wird. Die Betonwand bietet den bereits oben erwähnten Vorteil, daß eine vollkommen dichte Vorderwand entsteht, durch die auch der feinste Sand nicht hindurchkann, und daß die Dichtigkeit auch bewahrt bleibt, selbst wenn die vordere Spundwand zerstört werden sollte. Dieser Umstand macht die Bauweise auch für solche Häfen geeignet, wo der Bohrwurm auftritt. Im übrigen kann die Unterkante der Betonwand, sofern sie den tragfähigen Boden erreicht, auch zum Tragen der Mauerlast mit herangezogen werden.

Zu erwähnen ist ferner, daß an der Innenseite der Hauptspundwand vor Einbringung des Betons eine Abdichtung durch wasserdichtes Segelleinen stattgefunden hat. Außer den lotrechten Pfählen sind dann drei unter einer Neigung von 3 : 1 gerammte Schrägpfähle angeordnet worden, die in größerem Abstand hinter den vorderen Pfählen stehen. Von diesen ist die vorderste Reihe gleichfalls in 0,50 m Abstand gerammt, da von dieser Reihe noch ein Teil des Mauergewichts aufgenommen werden muß, während die beiden hinteren Reihen nur das Gewicht der Hinterfüllungserde und einer etwaigen Auflast zu tragen haben. Die Pfähle stellen die Verankerung des im ganzen 14,20 m breiten Rostes dar, denn jeder von ihnen ist infolge seiner lotrechten Belastung und seiner Schrägstellung imstande, ohne auf Biegung beansprucht zu werden, wagerechten Schub bis zu solcher Größe aufzunehmen, daß die Mittelkraft aus diesem und der lotrechten Belastung in die Richtung des Pfahles fällt.

Außer diesen Pfählen sind in größeren Abständen einzelne unter 3 : 1 nach hinten schräggestellte Zugpfähle angeordnet worden an Stellen, wo die Mauer besondere Zugbeanspruchungen aufzunehmen hat. Eine weitere, an einzelnen Stellen angeordnete Verstärkung besteht in einer dritten lotrechten Pfahlreihe dicht hinter der zweiten.

Zu beachten ist, daß auch bei dieser Mauer die Spundwand vorwiegend nur durch den Erddruck der Erdschicht unter der Rostebene, also verhältnismäßig gering beansprucht wird, da die Auflast durch die Erde oberhalb des Rostes und die Verkehrsbelastung zum größten Teil durch die Rost- und die Schrägpfähle aufgenommen wird.

Der Eisenbetonrost wird durch eine große Anzahl doppelt angeordneter Rundeisen von 29 mm Durchmesser und fünf ebenso starke Längseisen gebildet dabei greifen die Doppelanker abwechselnd an der Hauptspundwand, an der ersten Pfahlreihe, an der Nebenspundwand und an der zweiten Pfahlreihe an und führen entweder bis zur ersten oder zur zweiten oder zur dritten Schrägpfahlreihe. Die bis zur zweiten Schrägpfahlreihe reichenden Anker gehen über die Pfähle hinaus bis zu dem ersten von zwei Längswinkeleisen, die an

den Spundwänden des noch zu besprechenden Entwässerungskanals angebracht sind, vergl. die Einzelheiten des Rostes auf Abb. 266. Die bis zur dritten Schrägpfahlreihe ausgedehnten Anker sind durch ein Flacheisen mit denselben Winkeln verbunden.

Zum Befestigen der Anker an den Pfählen dienen besondere gußeiserne Backen, die durch je drei Schraubenbolzen zusammengezogen werden, an den Schrägpfählen werden diese Backen etwas hinter den Pfählen angebracht, so daß dazwischengetriebene Doppelkeile ein scharfes Anziehen ermöglichen. Durch diese Anordnung ist es möglich, bei der Bauausführung den Unregelmäßigkeiten in der Pfahlstellung ohne Schwierigkeiten zu folgen.

Ganz besondere Sorgfalt ist bei dieser Kaimauer der Entwässerung der Hinterfüllungserde gewidmet worden, indem am hinteren Ende des Rostes ein von je zwei Spundwänden begrenzter, 1,0 m breiter und 2,20 m hoher Kanal hergestellt wurde. Dieser Kanal ist an den Seiten und am Boden mit Kiesfiltern umgeben und der Zutritt des Wassers nach demselben dadurch er-

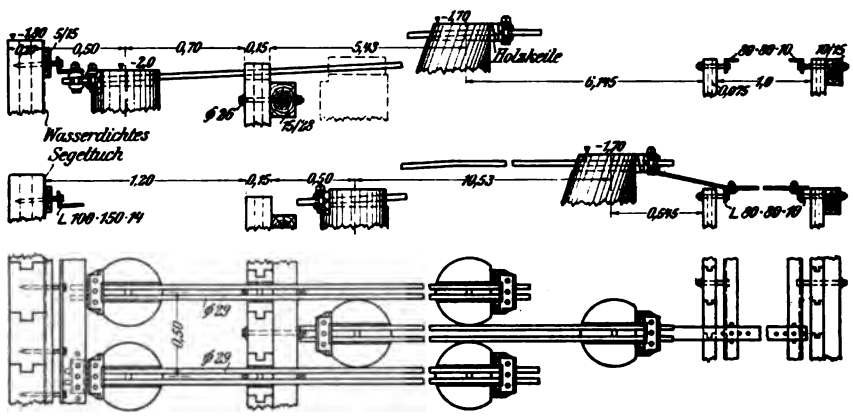


Abb. 266. Einzelheiten des Rostes der Kaimauer im Bremer Hafen II.

leichtert worden, daß in Höhe des Hohlraumes bei jeder Doppelbohle der Spundwand die Feder und Nut beseitigt und dieser Spalt mit einem halbkreisförmig gebogenen Streifen von Streckmetall überdeckt wurde. Die Spundwände sind durch Holzrahmen gegeneinander abgesteift, die auch als Unterlage für zwei Laufbohlen benutzt werden. In größeren Abständen führen Einsteigeschächte zu dem Kanal und bestehen ähnlich ausgebildete Verbindungskanäle mit den Hafenbecken.

Die eigentliche Mauer besteht aus Zementtraßbeton; sie ist mit Basaltsäulen verblendet und mit Platten aus Basaltlava abgedeckt. Die Betonwand zwischen den Spundwänden ist aus Zementbeton hergestellt worden.

Im ganzen haben wir es hier mit einem eigenartig und sorgfältig durchgebildeten Kaimauerquerschnitt zu tun, dessen Bewährung die Erfahrung bewiesen hat. Besonders hervorzuheben ist die mit den Anschauungen des Verfassers völlig übereinstimmende, vollkommen lotrechte Begrenzung der Vorderseite der Mauer.

Bei sehr vielen Kaimauerformen mit vorn angeordneter Spundwand sind ausschließlich Pfahlböcke zur Anwendung gelangt; es hängt dies jedenfalls damit zusammen, daß eine hinten angeordnete Spundwand eine genügend schräge Stellung der Zugpfähle behindert.

Bei den Pfahlrosten dieser Mauern fehlen nunmehr die Geradpfähle ganz und treten nur noch Schräg- oder Druck- und Zugpfähle auf. Die Vereinigung je eines Druck- und Zugpfahles zu einem Pfahlbock erfolgt in der Regel nicht unmittelbar, wie bei der auf S. 214 beschriebenen Hamburger Mauer, sondern dadurch, daß die Pfähle zunächst mit den Holmen und Zangen des Rostes und dann diese unter sich verbunden werden, so daß Rost und Pfahl gegenüber den angreifenden Kräften ein unverrückbares Gebilde darstellen. Zwischen den Holmen und Druckpfählen wird diejenige Verbindung am günstigsten sein, die sich bei der Beanspruchung inniger gestaltet, bei der also der Holm gegen und auf den Pfahl gepreßt wird, dies geschieht am besten durch seitliches Anblatten, wobei das Blatt so geschnitten werden muß, daß der Holm ein genügend großes wagerechtes Auflager findet. Die Zugpfähle müssen so in den Rost eingefügt werden, daß sie eine Zugbeanspruchung voll aufnehmen können; dies kann dadurch sicher geschehen, daß sie von zwei Zangen unter Verkämmung seitlich umfaßt werden; dabei muß das über die Zangen hervorragende Pfahlende so lang sein, daß es durch die auf den Zugpfahl kommende Kraft nicht abgeschert wird (Scherfestigkeit von Kiefernholz parallel zur Faser 50 bis 60 kg/qcm ohne Sicherheit, danach in Rechnung zu stellen etwa $^1/_5$ davon).

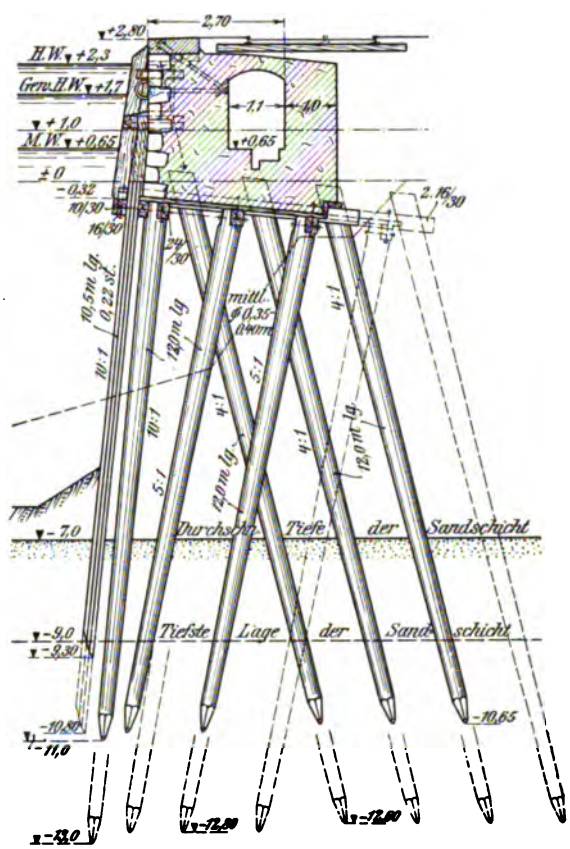


Abb. 267. Kaimauer am Dunzig in Stettin.

Sehr gute Beispiele für Kaimauern der beschriebenen Art finden sich in den Stettiner Hafengewässern. Der durch Abb. 267 dargestellte Querschnitt zeigt eine am Dunzig, einem Nebenarm der Oder, hergestellte Mauer. Die im Schutz eines Fangedammes abgezimmerte Rostebene liegt etwa 1,0 m unter M.W., die Wassertiefe vor der Mauer beträgt zur Zeit 7,0 m, kann jedoch später auf 8,0 m gebracht werden. Der Pfahlrost wird durch drei Pfahlbock-

reihen gebildet, die in der oben geschilderten Weise durch die Verbindung mit Holmen und Zangen hergestellt werden und ein vollkommen starres tischartiges Gebilde darstellen, auf dem die eigentliche Mauer ruht. Der Längsabstand der nach vorn; ebenso wie die Entfernung der nach hinten geneigten Pfahlreihen ist auf 1,50 m bemessen worden, letztere stehen in den Mitten zwischen den ersteren, so daß die einzelnen Querreihen 0,75 m Entfernung voneinander haben. Bei der gestrichelt dargestellten tiefsten Lage des Baugrundes tritt eine vierte Bockreihe hinzu und werden die Pfähle um 2,0 m verlängert. Die Mauer ist wegen der in Stettin üblichen Versorgung der Hafenkrane mit Druckwasser mit einem begehbaren Kanal versehen und hat daher einen fast rechteckigen Querschnitt erhalten. Die an der Mauer angebrachten Reibehölzer und Schiffshalteringe läßt die Abbildung gleichfalls erkennen.

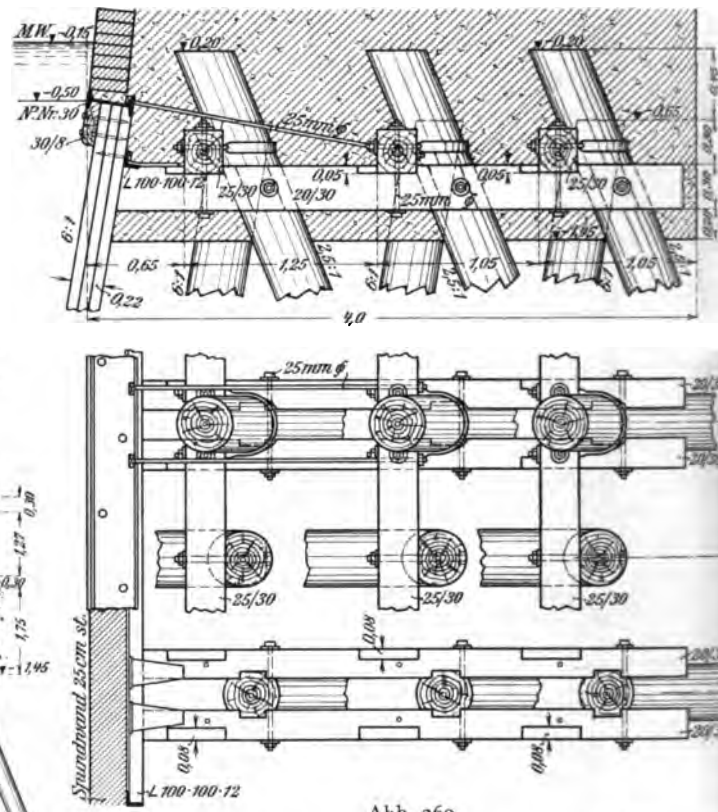


Abb. 269.
Einzelheiten der Rostausbildung von der Kaimauer in Lübeck.

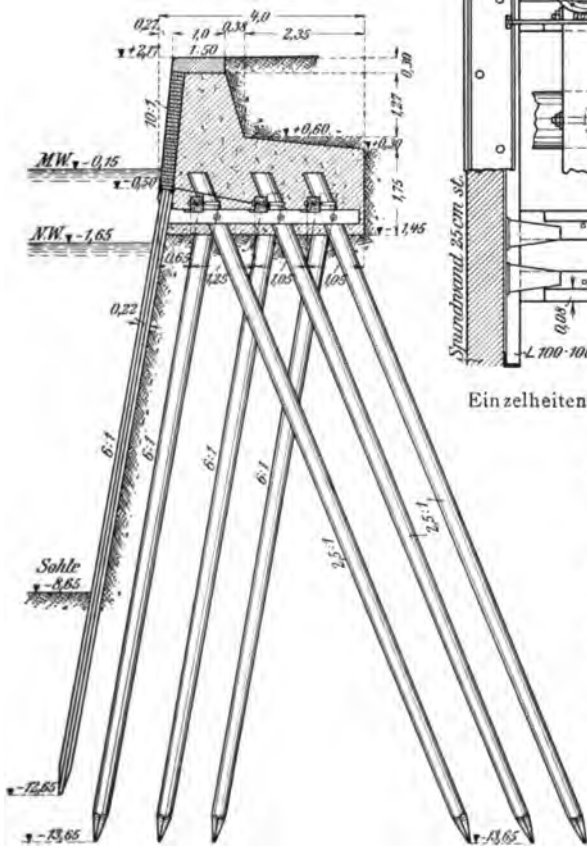


Abb. 268. Kaimauer in Lübeck.

Wie bereits oben bemerkt wurde, bietet sich bei den Kaimauern mit vorn angeordneter Spundwand Gelegenheit, den Bohlenbelag des Rostes fortzulassen

und durch Beton zu ersetzen. In solchen Fällen empfiehlt es sich, den Raum zwischen Spundwand und der natürlichen Böschung mit Sand auszufüllen und die Unterlage für den Beton durch eine Kiesschüttung vorzubereiten. Da dann die von Beton völlig umhüllten Pfahlköpfe und Balken gegen Austrocknen geschützt sind, kann der Rost höher gelegt werden, als es sonst zulässig sein würde.

Ein gutes Beispiel einer solchen Mauer bildet die in Lübeck ausgeführte Kaimauer am unteren Seehafen zwischen Struckfähre und den Kohlenlagerplätzen (Abb. 268). Die für eine Wassertiefe von 7,0 m eingerichtete Mauer wird durch drei Bockreihen gestützt, die in der durch Abb. 269 dargestellten Art miteinander verbunden sind. Der Abstand der Pfahlreihen beträgt hier

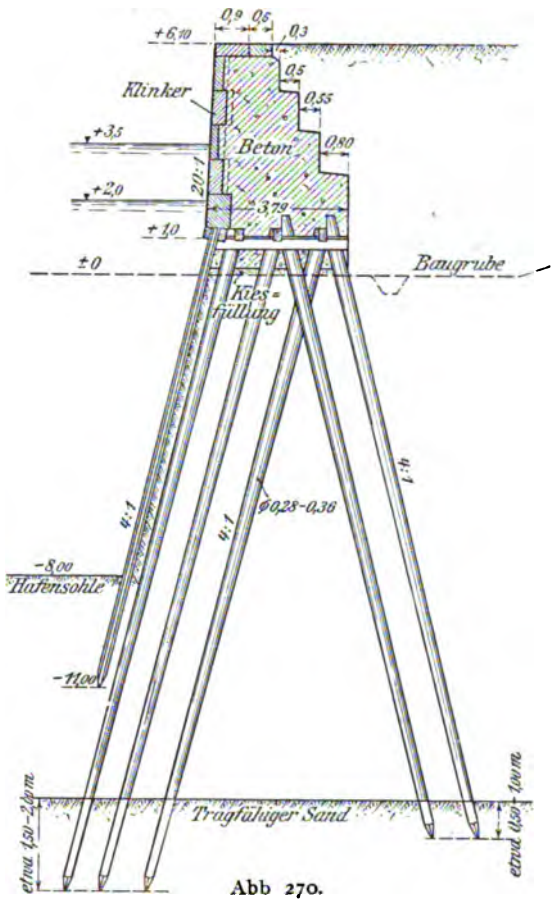


Abb 270.

Kaimauer im Kaiserhafen III in Bremerhaven.

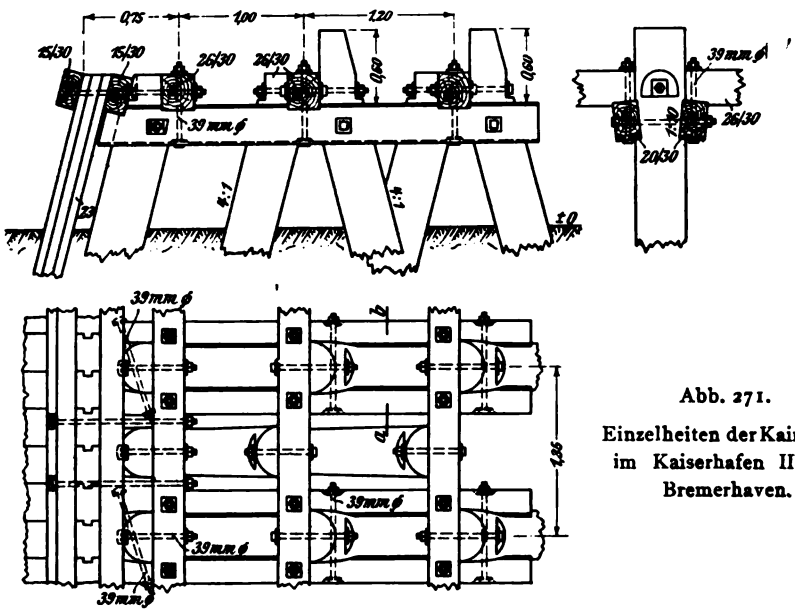


Abb. 271.

Einzelheiten der Kaimauer im Kaiserhafen III in Bremerhaven.

0,90 m. Die Mauer selbst besteht aus Beton und ist mit Klinkern verblendet.

Auch in Bremerhaven ist bei dem Bau des Kaiserhafens eine ähnliche Bauweise zur Anwendung gelangt, die im Becken des Kaiserhafens III zu sehr bedeutenden Abmessungen geführt hat. Die durch Abb 270 dargestellte allgemeine Anordnung der Mauer läßt die ungewöhnliche Höhe des ganzen Rostes erkennen und zeigt, welches Vertrauen der Seitensteifigkeit der durch Bockverbindungen gestützten Rostflächen entgegengebracht wird. Bei der in Abb. 271 wiedergegebenen Darstellung der Abzimmerung des Rostes sind ebenso wie in Lübeck entgegen der regelrechten Stettiner Ausführung die Holme über den Zangen angeordnet. Während sie jedoch in Lübeck auf der Wasserseite der Pfähle liegen, sind sie hier auf der Innenseite angebracht worden, was etwas günstiger sein dürfte. Der Abstand der Unterstützungspunkte der Mauer nimmt hier in zweckmäßiger Weise nach hinten zu; die Entfernung der gleichgerichteten Pfähle ist auf 1,35 m bemessen, so daß der Abstand der einzelnen Querreihen 0,675 m beträgt. Die Mauer selbst ist aus Beton hergestellt und mit Klinkern verblendet worden.

Bei der sehr starken Neigung der vorderen Spundwand werden größere Schiffe, wenn nicht eine besondere Dalbenreihe vor der Mauer gerammt wird, die Mauer nur unten an der Spundwand berühren und dauernd daran reiben. so daß im Laufe der Zeit Beschädigungen dieses sehr wichtigen Bauteils eintreten werden.

δ) Kaimauern auf Pfahlrost unter Verwendung von Eisenbeton.

Durch die Vervollkommnung und Ausbildung der Behandlung des Eisenbetons ist auch für den Hafenbau ein Baumaterial gewonnen worden, dessen Anwendung mehr und mehr an Umfang gewinnt. Die Unzerstörbarkeit dieses Baustoffs durch Fäulnis und durch Bohrwürmer gestattet die Benutzung an Orten, wo Holz ausgeschlossen ist, und macht die Rostebene frei von den niedrigsten Wasserständen. Voraussetzung ist jedoch für die Anwendung des Eisenbetons im Seewasser die Beachtung aller Maßnahmen, die den Bestand des Betons im Seewasser sichern, also vor allem dichte und fette Mischung (vergl. die Ausführungen in Bd. I, S. 235 u. f.).

Von den geringen Abmessungen, die der Eisenbeton vielfach für Ingenieurbauten ermöglicht, wird man allerdings im Hafenbau an den Stellen, wo große Stöße zu erwarten sind, denen in vielen Fällen nur durch Massenwirkung begegnet werden kann, nicht Gebrauch machen können, und es dürfte hierin ein Hauptgrund dafür zu suchen sein, weshalb viele Hafenbauverwaltungen diesem Baustoff noch ablehnend gegenüberstehen. Aus dem gleichen Grunde wird man im allgemeinen Kaimauern aus Eisenbeton nur an Hafenteilen herstellen, wo man mit kleineren Schiffen zu rechnen hat, oder besondere Schutzvorrichtungen vor den Mauern anbringen müssen, um die Mauer vor heftigen Stößen zu schützen.

Im nachfolgenden soll an einer Reihe von Beispielen gezeigt werden, wie weit und in welcher Absicht Eisenbeton bei Kaimauern Anwendung gefunden hat. Man kann hierbei unterscheiden, ob Eisenbeton nur im oberen oder nur im unteren oder endlich in beiden Teilen verwendet worden ist.

Wird der Holzpfahlrost beibehalten, so handelt es sich nur darum, die eigentliche Kaimauer aus Eisenbeton zu bilden; dies geschieht dadurch, daß man sie in eine Winkelstützmauer auflöst, deren Bodenplatte, Vorderwand und Rippen aus Eisenbeton bestehen. Die Bodenplatte wird dabei am zweckmäßigsten aus Längs- und Querbalken gebildet, die mit Platten verbunden werden und dem Holm sowie den Zangen des Holzrostes entsprechen.

Besitzt der Rost eine vordere Spundwand, so bietet die Ausführung des Eisenbetonrostes nach Ausfüllung der Hohlräume zwischen den Pfählen und Herstellung einer Unterlage durch eine Kiesschicht keine Schwierigkeit (vergl. hierzu auch das von Bremen gegebene Beispiel auf S. 218).

Ein Beispiel einer Eisenbeton-Winkelstützmauer für 4,0 m Wassertiefe auf einer vorderen Spundwand und hinteren Pfahlböcken aus je drei Pfählen zeigt Abb. 272 von dem Handelshafen in Wilhelmshaven. Die Abmessungen des Eisenbetonkörpers sind hier kräftiger gehalten, als es die Berechnung allein fordern würde.

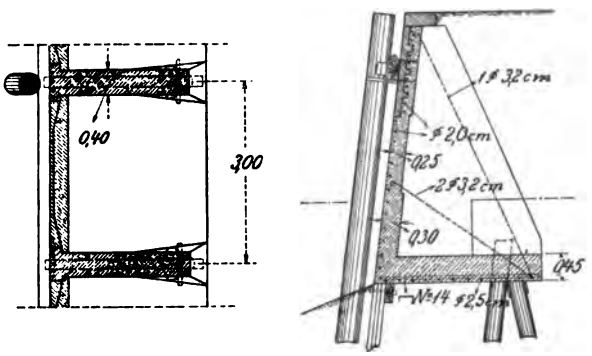


Abb. 272.
Kaimauer im Handelshafen in Wilhelmshaven.

Liegt dagegen die Spundwand hinten, so muß in den meisten Fällen zur Herstellung eines Eisenbetonrostes ein Fangedamm hergestellt werden, um die Baugrube während der Herstellung und des Abbindens des Betons trocken zu halten. Ein Beispiel dafür, wie man sich in Ausnahmefällen anders helfen kann, zeigt die durch Abb. 273 dargestellte Kaimauer in Stockholm. Die Mauer wird durch vier lotrecht und zwei schrägstehende Pfahlreihen gestützt; ihre Herstellung (Abb. 274) erfolgte von zwei Gerüstpfahlreihen aus, von denen zunächst die Rostpfähle gerammt und auf genau gleicher Höhe unter Wasser abgeschnitten wurden. Man versah dann diese Pfahlreihen mit einer Holzunterlage und einem Holzboden, auf dem die Winkelstützmauer in Stücken von 7,80 m Länge hergestellt wurde. Darauf fuhr man einen auf den Gerüstpfählen laufenden Wagen heran, der an jederseits angebrachten flachgängigen Schraubenspindeln drei eiserne Querbalken trug. Indem nun diese Balken unter den Holzfußboden geschoben, mit den Spindeln verbunden und die Schrauben etwas angedreht wurden, hob man das fertige Mauerstück von der Unterlage ab, so daß diese entfernt werden konnte. Durch Herunterlassen der Schraubenspindeln endlich wurde das Mauerstück mit dem Holzfußboden auf die Pfahlköpfe abgesenkt und die eisernen und hölzernen Querbalken entfernt. Der Spalt zwischen den einzelnen Mauerstücken wurde durch Betonbohlen abgedeckt. Die Einzelheiten der Winkelstützmauer werden durch Abb. 275 dargestellt.

Eine andere Anwendung des Eisenbetons ist besonders dann gegeben, wenn der Baugrund ungewöhnlich tief liegt, so daß an Stelle eines durch-

laufenden Pfahlrostes einzelne Pfeiler angeordnet werden, wie es z. B. in Brunsbüttel (vergl. S. 212 und Abb. 259) geschehen ist. Für die Überdeckung des Raumes zwischen den Pfeilern können dann mit Vorteil Eisenbetonplatten-

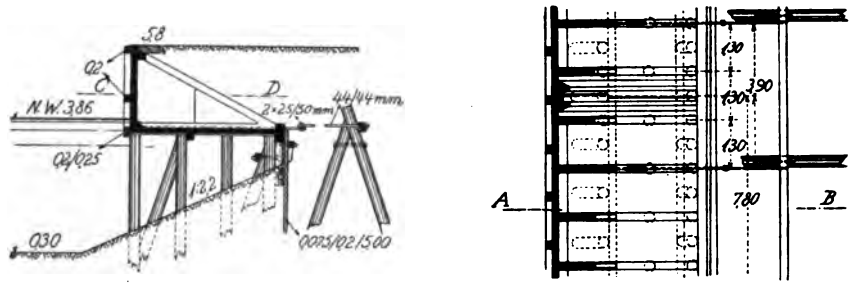


Abb. 273. Grundriß und Querschnitt.

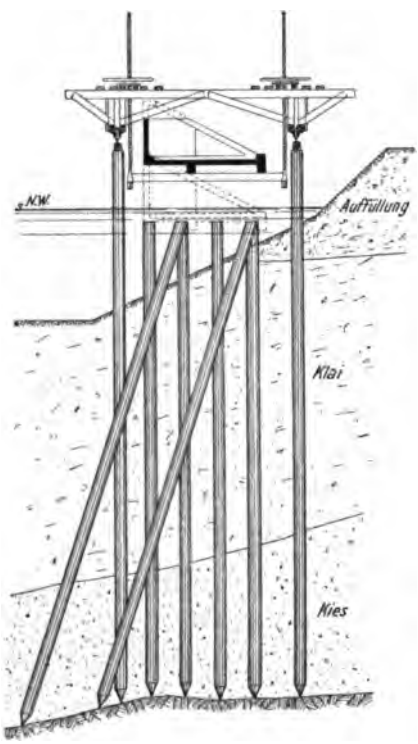


Abb. 274. Versenken des Oberbaus.

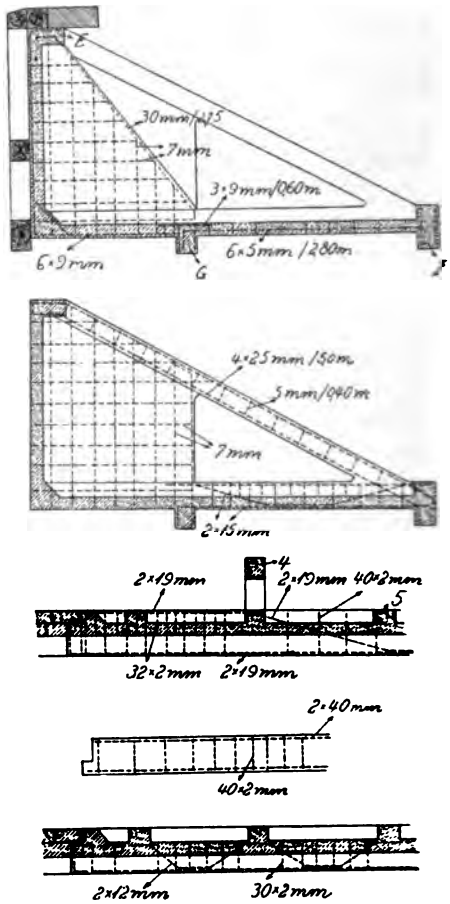


Abb. 275. Einzelheiten des Oberbaus.

Abb. 273 bis 275.
Kaimauer in Stockholm.

balken verwendet werden. Eine derartige Ausbildung zeigt der neue Hafenkai in Norrköping in Schweden (Abb. 276). Die einzelnen aus Beton mit Werksteinverblendung hergestellten Pfeiler werden durch je 50 Stück 27 m

lange, aus zwei Stücken zusammengesetzte hölzerne Rundpfähle getragen. Zwischen diesen Pfeilern erfolgt der Abschluß der Hinterfüllungserde durch eine von Pfahlböcken und Verankerungen gestützte Spundwand mit nach oben anschließender Steinböschung; die Kaifläche wird dagegen von Pfeiler zu Pfeiler durch eine für 4000 kg Auflast je qm berechnete Eisenbetonplatte fortgeführt.

Bei einer weiteren Gruppe von Kaimauern wird Eisenbeton im unteren Teil verwendet, sei es, um den Holzrost gegen Angriff von Bohrwürmern zu schützen, sei es, um die Rostebene von den niedrigsten Wasserständen unabhängig zu machen.

Im ersteren Falle dient der Eisenbeton dazu, eine undurchdringliche Schutzwand zu bilden, die den Bohrwürmern das Eindringen in den Holzrost ver-

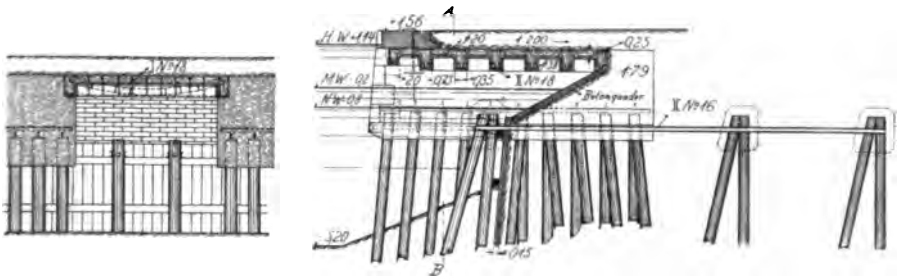
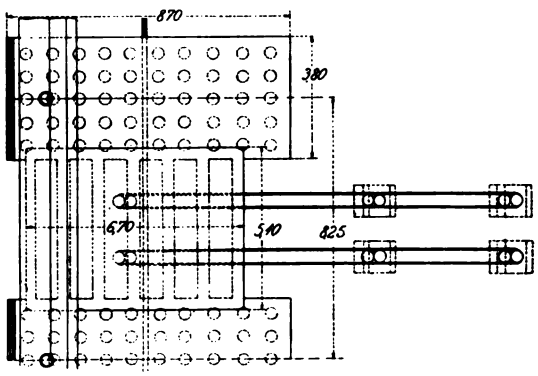


Abb. 276. Kaimauer in Norrköping in Schweden.

wehrt. So wurde z. B. bei einer Kaimauer im Freihafen in Kopenhagen eine schützende Wand dadurch hergestellt, daß man die vorderste Pfahlreihe auf beiden Seiten mit 26 cm starken Eisenbetonplatten bekleidete und den Raum zwischen diesen mit Beton ausfüllte.[1])



Das gleiche Ziel verfolgte man im Hafen von Kiautschou, indem an der Vorderseite des sonst aus Holzpfählen bestehenden Rostes eine Spundwand aus Eisenbeton gerammt wurde.[2])

Hierher gehört ferner die im Bauhafen der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven für 10 m Wassertiefe erbaute Kaimauer (Abb. 277), bei der, ähnlich wie in Bremen, an der Vorderseite der Mauer eine 1,50 m starke Betonwand zwischen Holzspundwänden gebildet wurde, die hier aber allein tragender Bestandteil ist, während dort noch eine bezw. zwei Reihen von Pfählen hinzukamen. In die Betonwand sind, soweit sie in Stampfbeton ausgeführt werden konnte, Eisenstäbe eingelassen worden, um sie biegungsfest mit dem oberen Teil, der

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Aufl., Bd. 3, 1. Teil, S. 66; 2. Aufl., Bd. 4, S. 89.
[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1900, S. 616.

aus einer kräftig gehaltenen Winkelstützmauer besteht, zu verbinden. Im übrigen wird die Mauer durch eine Pfahlbockreihe getragen, in der je drei hölzerne Druckpfähle mit einem aus Eisenbeton gebildeten Zugpfahl abwechseln.[1])

Will man die Rostebene der leichteren Bauausführung wegen von der Niedrig- bezw. Mittelwasserebene unabhängig machen, so muß der ganze Pfahlrost aus Eisenbeton gebildet werden. Der obere Teil kann dann entweder aus diesem Baustoff oder aus einfachem Beton oder Mauerwerk hergestellt werden. Ein Beispiel für eine derartige Mauer findet sich in dem Zollhafen in Düsseldorf (Abb. 278), wo der Unterbau der Mauer aus einer vorderen Spundwand und zwei Pfahlbockreihen aus Eisenbeton besteht. Der Oberbau setzt sich aus einer Eisenbetonplatte und einer darauf ruhenden verblendeten Betonmauer zusammen Die Standsicherheit dieser Mauer wird erhöht durch eine Eisenbetonkragplatte, die bewirkt, daß ein Teil der Hinterfüllungserde bei der Berechnung des oberen Mauerteils dessen Gewicht hinzugerechnet werden kann, eine Maßregel, die auch sonst für Kai- und Stützmauern empfehlenswert ist.

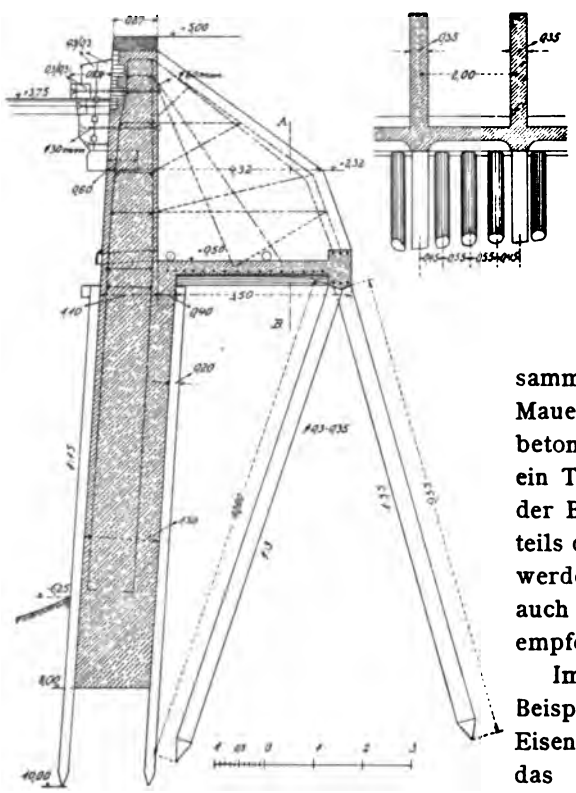


Abb. 277.
Kaimauer im Bauhafen zu Wilhelmshaven.

Im übrigen sei bezüglich weiterer Beispiele für die Anwendung von Eisenbeton bei Ufereinfassungen auf das schon mehrfach angezogene Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 3 u 4 verwiesen.

2. Kaimauern verschiedener Gründungsarten.

In Ländern mit geringem Holzreichtum oder solchen, wo Schädlinge die Anwendung des Holzes verbieten, haben sich wesentlich andere Kaimauerformen herausgebildet, als in deutschen Häfen gebräuchlich sind. Sie stellen mit geringen Ausnahmen Stützmauern dar, die von der Oberkante bis zur Hafensohle massiv hergestellt sind. Während die Wahl der Baustoffe, ob Mauerwerk oder Beton, in erster Linie von der Lage des Hafens zu den Bezugsquellen und von dem Vorhandensein geeigneter Bausteine abhängig ist, liegt die Grundform aller dieser Mauern durch die Bedingung der Stand-

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 4, S. 95.

sicherheit fest; endlich hängt die zu wählende Art der Gründung von den angetroffenen Untergrundverhältnissen ab.

Während die Kaimauern im Inneren der Häfen in der Hauptsache dem Druck der Hinterfüllungserde und der Auflast zu widerstehen haben, müssen sie in den äußeren Hafenteilen, den Vorhäfen, Reeden usw., auch noch den Stößen der Wellen Widerstand leisten, die schwer in Rechnung zu stellen sind, aber immer zu einer Vergrößerung der Abmessungen führen.

Über die den Mauern zu gebende Höhe ist bereits am Eingang dieses Abschnitts näheres mitgeteilt worden. Noch mehr als bei den auf Pfahlrost gestellten Mauern liegt hier die Verlockung nahe, den Mauern zur leichteren Erreichung der Standfestigkeit einen starken vorderen Anlauf zu geben, wie es bei vielen der weiterhin gegebenen Beispiele zu erkennen ist, doch muß auch hier darauf hingewiesen werden, daß, je mehr dies geschieht, umsomehr der Abstand der Schiffe von der oberen Vorderkante der Mauer, d. h. der eigentlichen Kaikante, wächst, also auch umsomehr die unmittelbare Berührung der Schiffe mit dem Ufer verloren geht und die Wege der Waren beim Löschen und Laden vergrößert werden und um so unsicherer die Lage der Schiffe am Ufer wird. Bei manchen neueren Beispielen findet man aber das Bestreben, die Vorderkante der Mauer möglichst lotrecht zu halten, um die erwähnten Nachteile zu vermeiden. Dies kann naturgemäß nur durch Vergrößerung der Stärke der Mauern und ihrer Kosten erreicht werden, sollte aber doch, wenn irgend möglich, geschehen, indem man eine einmalige Ausgabe dauernden Nachteilen und Unbequemlichkeiten vorzieht. Vorteilhaft ist es dagegen stets, den unteren Teil der Mauern, soweit es die Schiffsform gestattet, durch in oder unter der Hafensohle liegende Fundamentabsätze soweit als möglich vorzuziehen. Dies kann bei den für Kriegsschiffe bestimmten Mauern in stärkerem Maße geschehen als bei denen für Handelsschiffe, wie die auf Abb. 224 u. 225 dargestellten Schiffsquerschnitte zeigen. Der wirklich vorhandenen Schiffsform tragen einige neue Mauerformen dadurch Rechnung, daß der obere Teil der

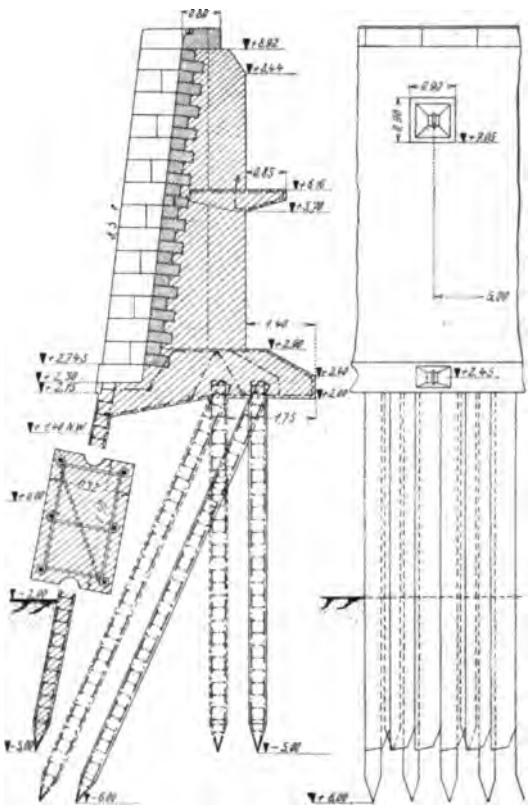


Abb. 278.
Kaimauer im Zollhafen zu Düsseldorf.

Mauer vorgekragt ist, wie es einige weiterhin gegebene Beispiele zeigen. Vorspringende Fundamentabsätze müssen so hoch bemessen werden, daß sie durch den auf sie entfallenden Druck weder abgeschoren noch abgebrochen werden.

Der Zunahme des Erddrucks entsprechend muß die Stärke der Mauern nach unten wachsen; es geschieht dies am besten durch rechteckige Absätze, weil dann die auf diesen ruhende Hinterfüllungserde das Gewicht der Mauer vermehrt und die Standsicherheit erhöht. Diese Absätze müssen ebenso wie die Rückseite der Mauern mit einem wasserdichten Überzug versehen werden und eine geringe Abwässerung erhalten.

Was die Stärkenbemessung der Mauern angeht, so wird man bei gewöhnlichem Mauerwerk und Beton die Abmessungen so wählen, daß die Mittelkraft aus Gewicht und Erddruck im mittleren Drittel verbleibt, mithin keine Zugspannungen eintreten; unter allen Umständen ist dieser Forderung aber zu genügen in der Fundamentfuge. Die Stärke der Mauer kann um so geringer sein, je höher das Gewicht des Baustoffs ist, die Verwendung schwerer Steine ist daher besonders zu empfehlen.

Schwierig wird es in den meisten Fällen sein, bei der Bemessung des Erddrucks die zugrunde zu legenden Reibungswinkel richtig zu schätzen; man wird immer sicher gehen, wenn man die Hinterfüllungserde als durchnäßt annimmt und die Reibung zwischen Mauer und Erde vernachlässigt. Eine solche völlige Durchnässung des Erdbodens hinter der Mauer kann eintreten, wenn eine ungewöhnlich hohe Flut die ganzen Kaiflächen unter Wasser setzt. Wenn dann die Flut schnell verläuft, so entwässert der Boden oft nicht ebenso schnell und es treten dann häufig Unfälle ein. Man wird daher durchnäßte Hinterfüllungserde und Niedrigwasser im Hafen der Berechnung zugrunde legen. Bei durchlässigem Boden, soweit er völlig von Wasser durchtränkt ist, kann bei der Bestimmung des Erddrucks infolge der Wirkung des Auftriebes das Gewicht der Erde ermäßigt werden, etwa auf 1 t je cbm. Ist ferner die Mauer mit durchlässigem Boden, Kies oder grobem Sand hinterfüllt und auch auf gleichem Boden errichtet, so muß die durch den Auftrieb hervorgerufene Gewichtsverminderung der Mauer berücksichtigt werden. Bezüglich der Durchlässigkeit des Bodens und der Berechnung des Erddrucks sei noch auf die Ausführungen auf S. 198 f. verwiesen.

Vorstehende Umstände weisen darauf hin, daß für die Standsicherheit der Kaimauern eine gute Entwässerung der Hinterfüllungserde von großem Werte ist, es müssen daher in regelmäßigen Abständen von etwa 5 bis 10 m Entwässerungsrohre durch die Mauer geführt werden, die in Höhe des Niedrigwassers oder etwas darunter ausmünden. Um das Eintreten höherer Wasserstände durch diese Rohre zu verhüten, kann man die Rohre an der Hafenseite mit Rückstauklappen versehen; an der Rückseite der Mauer umgibt man die Entwässerungsrohre in der Regel mit einer durchlöcherten Schutzhaube und mit Steinschotter oder grobem Kies.

Für den Bestand einer Mauer ist ferner die Art der Hinterfüllungserde von Bedeutung. Am besten sind Stoffe, die einen recht großen natürlichen Böschungswinkel besitzen, da dann der Druck auf die Mauer am geringsten

ausfällt; als solche sind Bruchsteine, Steinschutt, Kies und Sand anzusehen. Zu vermeiden ist dagegen die Verwendung von Ton, Klei und Schlick, die bei etwaiger Durchnässung breiartig werden und dann einen großen Druck ausüben.

Endlich ist die Sicherung der Kaimauer gegen Unterspülung für ihren Bestand von größter Bedeutung und besonders bei den Mauern zu beachten, die nur bis auf die Hafensohle oder nur wenig darunter reichen. Die Gefahr liegt dann vor, wenn starke Strömungen an der Mauer entlanggehen, in ruhigen Hafenbecken auch dann, wenn Dampfer vor der Abreise, während sie noch festgemacht haben, die Maschinenproben (sogenannte Stehproben) vornehmen. Als Vorbeugungsmittel kann eine vor der Mauer eingerammte Spundwand oder ein herdmauerartig tiefer geführter Teil des Mauerwerks oder eine Steinschüttung dienen.

Die Gefahr der Unterspülung kann ferner in stark quelligem Boden auftreten, wenn eine Quelle unter der Mauer hervorbricht und große Bodenmengen mit fortreißt. Hiergegen schützt man sich am besten durch sorgfältiges Abfangen aller während der Bauausführung auftretenden Quellen, durch ihre Fassung und Hindurchführung durch die Mauer. Unterstützend kann auch eine hinter der Mauer angeordnete Spundwand wirken.

Für die Standsicherheit von Kaimauern ist ferner von größter Wichtigkeit die Beschaffenheit des Untergrundes. Von seiner Tragfähigkeit hängt die dem Mauerfuß zu gebende Breite und die Wahl der Gründungsart ab. Werden Fels-, Kies- und Sandschichten von genügender Festigkeit angetroffen, so bereitet die Gründung der Mauern keine Schwierigkeiten; bei den letzten beiden Erdarten ist nur für Sicherheit gegen Unterspülungen Sorge zu tragen. Bei Fels müssen Unebenheiten beseitigt und Risse sowie ungesunde Stellen ausgefüllt bezw. entfernt werden. Steht der Felsboden über der Hafensohle an, so kann man sich, wie spätere Beispiele zeigen, mit einer Verkleidung des Felsens begnügen. Bei Kies und Sand ist vor allem die Mächtigkeit zu untersuchen und ferner genau festzustellen, ob nicht eingelagerte Schlick- oder Kleischichten auftreten.

Liegen weichere Schichten, wie Ton, Klei und Schlick, über Fels, Sand und Kies, so ist die Gründung der Mauern, wenn irgend möglich, bis auf diese hinabzuführen. Besonders zu beachten sind Fälle, wo tragfähige Sand- oder Kiesschichten von an und für sich genügender Mächtigkeit auf weicheren Schichten lagern, es kann dann bei der durch die Aushebung des Hafenbeckens und durch die Hinterfüllung der Mauer eintretenden Störung des Gleichgewichts vorkommen, daß die tragfähigen Schichten mit der Mauer auf der weicheren Schicht gleiten, wie es z. B. in Brunsbüttel (vergl. S. 212 f.) eingetreten ist.

Sind an der Baustelle weichere Schichten von solcher Stärke vorhanden, daß sie mit vertretbaren Kosten nicht durchfahren werden können, so muß danach gestrebt werden, das Gewicht der Mauer so gering wie möglich zu halten und auf eine möglichst große Fläche zu verteilen. Verdichtungen des Untergrundes durch Pfahlrammungen, Stein- oder Sandschüttungen und Faschinendämme sind gleichfalls in Betracht zu ziehen.

Werden unter Berücksichtigung aller der geschilderten Umstände die Abmessungen festgestellt, wobei der Widerstand des Baugrundes, die Art der Hinterfüllungserde und das Gewicht des Baustoffs die Hauptrolle spielen, so wird man beim Vergleich mit ausgeführten Beispielen mittlere Stärken der Mauern erhalten, die bei geschlossenen Hafenbecken mit annähernd gleichbleibendem Wasserstand 0,35 und bei offenen Hafenteilen mit schwankendem Wasserstand und Wellenangriff 0,40 bis 0,45 der Mauerhöhe nicht überschreiten.

a) Ausführung der Kaimauern im Trockenen.

Die einfachsten Verhältnisse liegen bei der Ausführung von Kaimauern zweifellos vor, wenn es möglich ist, die Baugrube bis zur Fundamentfuge trocken zulegen. Dieser Fall kann bei dem Vorhandensein von geringem Wasserandrang eintreten, indem entweder das ganze Hafenbecken im Trockenen ausgehoben oder nur an der Stelle, wo die Mauer hergestellt werden soll, ein hinreichend breiter Graben angelegt wird. In manchen Fällen wurde letzterer auch zur Ersparnis von Erdaushub mit lotrechten, durch hölzerne Balken und Bohlen abgesteiften Wänden versehen. In neuerer Zeit wird für die Herstellung und Trockenhaltung der Baugruben auch das Verfahren der künstlichen Absenkung des Grundwasserspiegels durch ein System die Baugrube umgebender Rohrbrunnen mit Erfolg angewendet werden können, wie es in Deutschland bei den großen Seeschleusen in Emden, am Kaiser-Wilhelm-Kanal und bei vielen großen Bauten in immer wachsendem Umfang geschehen ist.

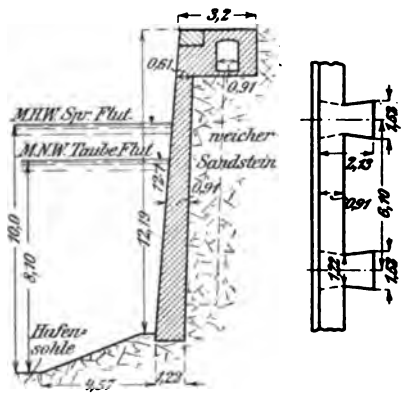


Abb. 279. Verkleidung von Fels zur Herstellung einer Kaimauer.

Man kann nun bei der Ausführung von Kaimauern im Trockenen zwei Hauptfälle unterscheiden, je nachdem der Baugrund von der Hafensohle an oder in geringer, leicht zu erreichender Tiefe tragfähig ist oder ob die tragfähige Schicht erst in größerer Tiefe angetroffen wird.

Besteht das Gelände, in das ein Hafenbecken eingeschnitten wird, aus Fels, so wird es im allgemeinen genügen, die das Ufer bildende Felswand mit einer Schutzschicht aus Beton oder Mauerwerk zu bekleiden. Beide werden dann durch schwalbenschwanzförmige, tiefer in den Fels eingelassene Pfeiler in sichere Verbindung miteinander gebracht, wie es z. B. bei der durch Abb. 279 dargestellten Mauer im Herculaneum-Dock in Liverpool geschehen ist. In Betracht kommen können hierbei auch Verkleidungen aus Eisenbeton, bei denen die Eiseneinlagen durch in den Fels eingelassene, mit Zementmörtel vergossene Anker gehalten werden.

Wird Felsboden in der Sohle angetroffen, so wird er freigelegt, stufenförmig eingeebnet, Risse oder ungesunde Stellen werden entfernt und vor der Ausführung der Mauer oder der Betonstampfung eine abgleichende Betonschicht aufgebracht. Lagern auf dem Felsufer weichere Schichten oder soll eine Auffüllung vorgenommen werden, so muß die Mauer für diesen oberen

Teil naturgemäß die für Stützmauern erforderliche volle Stärke erhalten. Diese ergibt sich, wie auch in dem dargestellten Beispiel, überreichlich, wenn ein begehbarer Rohrleitungskanal in der Mauer vorgesehen werden muß.

Ganz ähnlich ist das Vorgehen, wenn der Untergrund aus Sand oder Kies besteht. Die Fundamentsohle wird freigelegt, gegebenenfalls unter Benutzung kurzer bis zur tragfähigen Schicht hinabreichender Stülp- oder Spundwände, und am zweckmäßigsten zunächst eine Betongrundplatte hergestellt, die weiteren Wasserzufluß von dem aufgehenden Mauerwerk oder Beton fernhält.

Der weitere Aufbau erfolgt dann aus Mauerwerk oder Beton in einfachster Weise. Wird eine aus Werksteinen, Basaltsäulen oder Klinkern herzustellende Verblendung angeordnet, so wird sie am besten gleichzeitig mit dem hinteren Teil des Bauwerks ausgeführt, damit durch verschiedenartiges Setzen beider Schichten nicht später eine Trennung eintritt. Ferner muß dabei auf einen guten Verband beider Schichten geachtet werden.

Als Beispiel einer im Trockenen auf einer Betonunterlage aus Mauerwerk ausgeführten Mauer sei hier die des neuen Südwestdocks in Cardiff am Kanal von Bristol wiedergegeben, deren Querschnitt Abb. 280 darstellt [1]) Die Mauer hat, von der Hafensohle an gerechnet, eine Gesamthöhe von 15,24 m, ihre obere Breite beträgt 3,43 und die untere 7,77 m, so daß sich eine mittlere Breite von 0,37 der Höhe ergibt. Die Mauer ist auf rotem Mergel gegründet, der in wechselnder Tiefe unter der Hafensohle gefunden wurde, die Ausführung des Betonklotzes geschah im Trockenen zwischen Holzspundwänden.

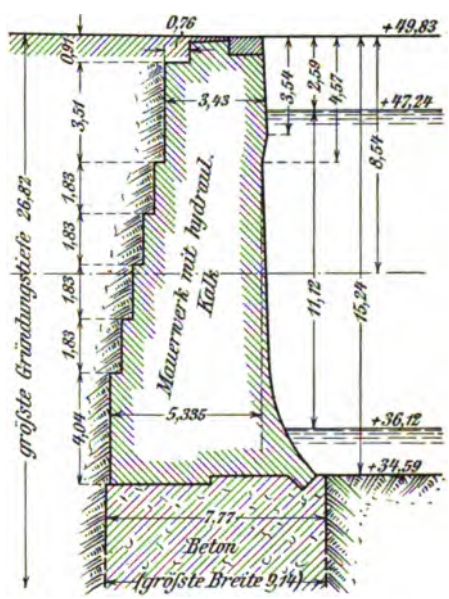


Abb. 280. Kaimauer in Cardiff.

Beachtenswert ist bei dieser Mauer die Ausbildung der Vorderseite, die im wesentlichen fast lotrecht gestaltet ist und im oberen Teil etwas überragt, so daß die Schiffe die Mauer nur an diesen mit Reibehölzern versehenen Teilen berühren. Dicht über der Hafensohle ist der Mauerfuß stark vorgezogen, soweit es die Schiffsform gestattet, und dadurch die Standsicherheit der Mauer bedeutend erhöht worden.

Eine ähnliche Behandlung der Vorderfläche zeigt die in dem Königsdock in Swansea errichtete Kaimauer (Abb. 281), die ebenfalls im Trockenen auf Kiesuntergrund errichtet wurde.[2]) Im Gegensatz zu dem vorigen Beispiel ist sie ganz aus Beton hergestellt worden und zwar aus einer Mischung von 1 : 6 im Inneren und 1 : 4 an den Außenseiten. Die Fundamentfuge liegt mindestens 1,20 m unter der Hafensohle, an vielen Stellen jedoch, wo der Kies nicht

[1]) The Engineer vom 12. Juli 1907, S. 32.

[2]) The Engineer vom 19. November 1909, S. 526.

rein genug erschien und Kleieinschlüsse zeigte, erheblich tiefer. Von der Stelle an, wo die Vorderfläche vorkragt, ist die Mauer verblendet, an der Auskragung durch drei Reihen von Granitquadern und von da an nach aufwärts mit hart gebrannten Klinkern.

Besondere Sorgfalt ist der Entwässerung der Hinterfüllungserde zugewandt worden, indem in drei verschiedenen Höhenlagen gußeiserne Rohre in die Mauer mit eingestampft wurden, die in Abständen von 22,9 m sich regelmäßig wiederholten und an der Hinterseite der Mauer mit trockenen Steinpackungen umgeben wurden.

Bei beiden Mauern ist keine Gefahr der Unterspülung vorhanden, da sie sich in geschlossenen Hafenbecken befinden. Ist dagegen vor den Mauern eine erhebliche Strömung vorhanden und besteht der Untergrund aus zwar tragfähigem, aber beweglichem Sande, so muß mindestens an der Vorderseite der Mauer eine genügend tief hinabreichende Spundwand angeordnet werden. Ein Beispiel für eine derartige Anordnung zeigt Abb. 282 aus dem Hafen von Dünkirchen. Hier ist das 1,25 m starke Betonfundament der Mauer durch zwei Spundwände eingefaßt, von denen die vordere 6 und die hintere 5 m Länge hat. Im übrigen besteht die Mauer aus Mauerwerk und besitzt eine Granitverblendung.

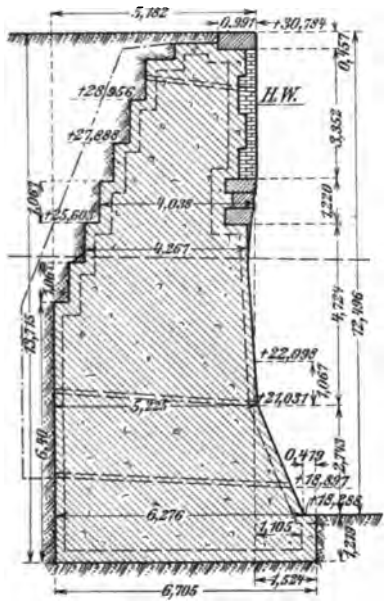


Abb. 281.
Kaimauer in Swansea.

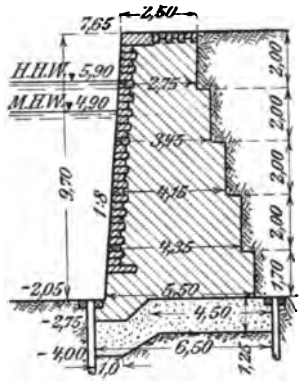


Abb. 282.
Kaimauer in Dünkirchen.

Wird bei der Herstellung eines Hafenbeckens der Erdaushub bis zur Hafensohle im Trockenen bewirkt, liegt aber die für die Gründung der Kaimauern in Betracht kommende Schicht erheblich tiefer als die Hafensohle, so wird man auch in solchen Fällen zu einer künstlichen Gründung übergehen müssen, bei der Beton zwischen Spundwänden, tiefliegender Pfahlrost, Brunnen- oder Preßluftgründung je nach den örtlichen Verhältnissen zur Anwendung gelangen kann, ganz so wie es in den noch zu behandelnden Fällen geschieht, bei denen eine Trockenlegung der Baugrube nicht möglich ist. Als Vorteil wird immer dabei anzusehen sein, daß die mit der künstlichen Gründung zu durchfahrende Tiefe erheblich geringer ausfällt, als wenn der Wasserspiegel nicht abgesenkt worden wäre.

Besitzt der zu erreichende tragfähige Grund eine bedeutende Festigkeit, so kann auch die Auflösung der Grundmauern in einzelne durch Gewölbe oder Platten verbundene Pfeiler in Frage kommen.

b) Gründung unter Wasser.

Die Gründung von Kaimauern unter Wasser ist der bei weitem häufigere Fall, bei dem je nach der Tiefenlage des tragfähigen Grundes mehr oder weniger große Schwierigkeiten zu überwinden sind. Am geringsten fallen diese aus, wenn der Baugrund unmittelbar von der Hafensohle an tragfähig ist oder doch nur von schwachen loseren Schichten überdeckt ist, die durch Baggerung leicht zu entfernen sind.

α) Baugrund von der Hafensohle an tragfähig. Ein Verfahren, das bei diesen Verhältnissen schon in früheren Zeiten Anwendung fand und auch noch gebraucht wird, besteht in der Versenkung von Schwimmkörpern aus Holz, Eisen oder Eisenbeton auf dem vorher sorgfältig durch Baggerung oder Taucher eingeebneten Untergrund. Häufig wird hierbei zur Ausgleichung von Unregelmäßigkeiten vor der Versenkung der Schwimmkörper eine dünne Steinschüttung auf dem Boden ausgebreitet. Will man bei derartig gegründeten Mauern Maßnahmen gegen Unterspülung treffen, so muß man entweder die Unterkante der Schwimmkörper etwas tiefer als die Hafensohle anordnen — 1,0 m dürfte in den meisten Fällen genügen — und den vor der Mauer verbleibenden Graben mit einer Steinschüttung ausfüllen, oder man stellt die Schwimmkörper auf die Hafensohle und bringt vor dem Fuß der Mauer einen Steinwurf an. Das erstere Verfahren ist etwas kostspieliger, aber auch sicherer im Erfolg. An einigen Orten ist die Sicherung des Fußes auch durch eine vorgerammte Spundwand gebildet worden, die in Höhe der Hafensohle abgeschnitten wurde.

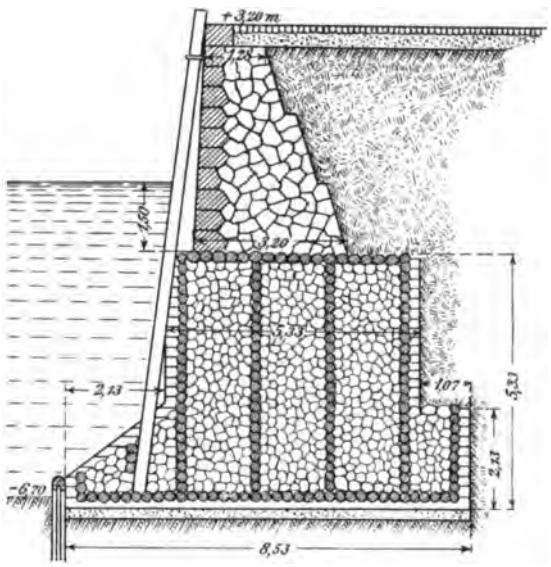


Abb. 283.
Kaimauer am Goutouiefsky-Becken in Petersburg.

Zur Herstellung der Schwimmkörper benutzte man in früheren Zeiten und an Orten, wo Holzschädlinge nicht auftreten, die bereits bei dem Bau von Wellenbrechern auf S. 8 bis 12 erwähnten Steinkisten, die schwimmend an die Baustelle gebracht und durch Ausfüllung mit Steinen versenkt wurden

Abb. 283 zeigt eine in dieser Weise hergestellte Kaimauer am Goutouiefsky-Becken in Petersburg, bei welcher der obere Mauerteil bei niedrigen Wasserständen aus Bruchsteinmauerwerk mit Granitblockverblendung ausgeführt wurde und die Sicherung des Fußes durch eine vor die Mauer gerammte Spundwand erfolgte. Abb. 284 gibt einen etwas anders gestalteten Querschnitt einer Mauer am Zollufer wieder, der eine Fußsicherung mit einer Steinschüttung erhalten hat und im oberen Teil aus Beton besteht. Beide

Mauern lassen ferner in verschiedenartiger Weise Reibehölzer an der Vorderseite erkennen, die Mauern und Schiffe gegen schädliche Berührungen schützen sollen.

In etwas verbesserter Form können an Stelle der Steinkisten auch geschlossene kalfaterte Schwimmkasten aus Holz Verwendung finden, in deren Innerem die Kaimauer soweit aufgemauert oder aufgestampft wird, daß der Kasten noch genügend Schwimmfähigkeit behält, um schwimmend an seinen Bestimmungsort zu gelangen. Nachdem er dann durch Einlassen von Wasser versenkt ist, wobei zweckmäßig die Seitenwände so hoch bemessen werden, daß sie noch über N.W. hervorragen, kann die weitere Aufmauerung oder Ausfüllung mit Beton im Trockenen oder

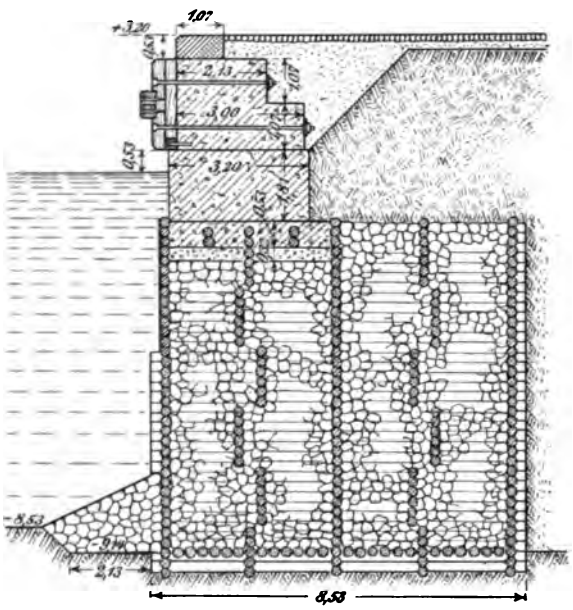


Abb. 284.
Kaimauer am Zollufer in Petersburg.

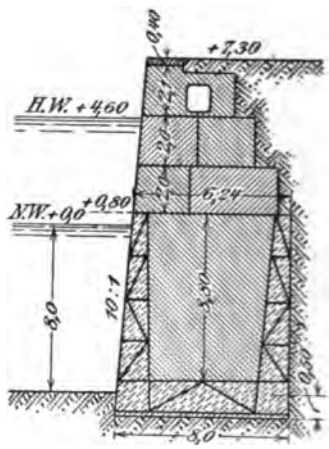


Abb. 285.
Kaimauer in Zeebrügge.

unter Wasser vor sich gehen. Es ist auch möglich, die Seitenwände abnehmbar zu machen und sie für weitere Schwimmkörper erneut zu verwenden. Das Verfahren kann auch Anwendung finden, sofern der Untergrund an der Oberfläche nicht tragfähig ist, wenn man vor der Versenkung der Kasten Pfähle in den Boden rammt und diese genau in gleicher Höhe abschneidet, so daß der zweckmäßig aus starken doppelten Bohlenlagen bestehende Boden der Kasten überall durch die Pfähle gleichmäßig unterstützt wird.

Bei der Herstellung der Kaimauer an der Innenseite der Mole von Zeebrügge wurden die Schwimmkörper in der gleichen Weise aus Eisen angefertigt, wie es nach der Beschreibung auf S. 45 u. 46 bei den zum Bau der Mole benutzten geschehen ist (Abb. 285). Sie wurden durch Einlassen von Wasser versenkt und mit Hilfe eines Schwimmkranes mit Beton durch Kastenschüttung ausgefüllt. Die Blöcke hatten 25 m Länge und wurden bei 8, 9,5 und 11,5 m Tiefe versenkt, je nach der Wassertiefe, die später an den betreffenden Kaistrecken unterhalten werden sollte. Sie ragten nach dem Absenken 0,80 m über M.N.W. empor. Der weitere Aufbau erfolgte bis wenig über M.H.W.

durch zwei Schichten von Betonblöcken von je 2,0 m Höhe, die mit dem schon genannten Schwimmkran von 55 t Tragfähigkeit versetzt wurden. Das oberste Mauerstück endlich wurde aus Beton an Ort und Stelle hergestellt.

In neuerer Zeit hat sich die Verwendung von Eisenbeton für die Ausbildung des Baugedankens, für den Unterbau der Kaimauern Schwimmkasten zu benutzen, sehr aussichtsreich gezeigt. Im Vergleich mit eisernen Kasten ergibt sich dann ein erheblich geringerer Verbrauch an Eisen, auch ist es durch die Umhüllung mit Beton gegen Rosten geschützt; die Baukosten werden infolgedessen bedeutend niedriger. Die erste größere Ausführung derartiger Schwimmkasten erfolgte nach erfolgreichen Versuchen in Rotterdam bei einem zwischen Park- und Schiehaven liegenden 1600 m langen Kai. Die Schwimmkasten hatten den durch Abb. 286 wiedergegebenen Querschnitt; sie waren 41,05 m lang und an der Sohle 9,80 m breit, nach oben verjüngten sie sich. Die Wandstärken bewegten sich zwischen 40 und 15 cm. Die ersten Kasten wurden in einem Schwimmdock hergestellt; später benutzte man dazu ein in die Erde gegrabenes, mit hölzernen Stemmtoren verschlossenes Becken von 3,5 m Tiefe. Hier wurden die Kasten, wie Abb. 189 auf S 150 zeigt, zunächst bis zur Höhe von 5,8 m aufgeführt, durch Einlassen von Wasser in das Becken zum Schwimmen gebracht und in das offene Wasser hinausgeschleppt. Der weitere Aufbau fand in schwimmendem Zustande statt. Hatten die Kasten die vorgeschriebene Höhe von ungefähr 10,0 m erreicht, so betrug ihr Tiefgang 7,50 m.

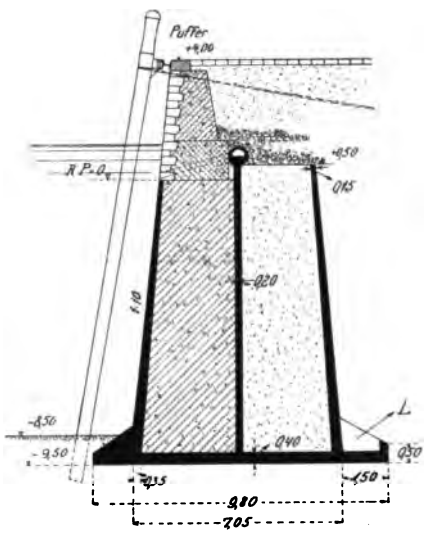


Abb. 286. Querschnitt.

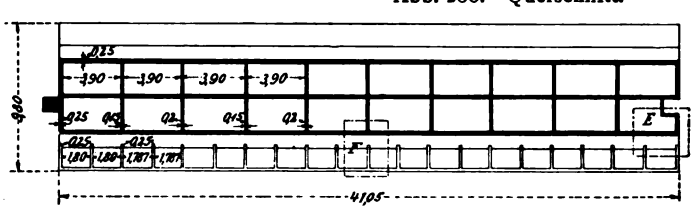
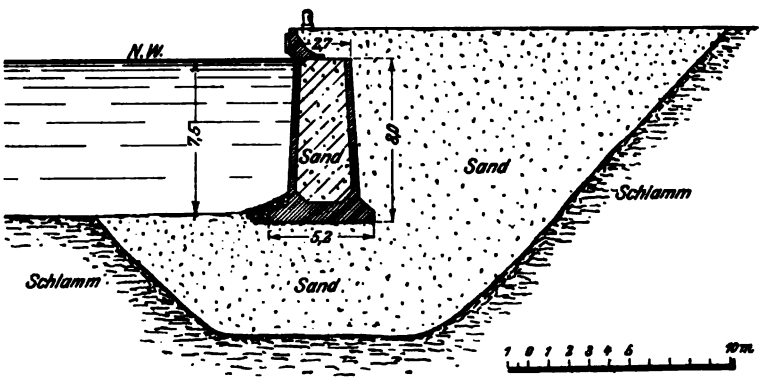


Abb. 287. Grundriß.

Abb. 286 und 287. Kaimauer zwischen Park- und Schiehaven in Rotterdam.

Wie der Grundriß (Abb. 287) zeigt, waren die Kasten durch Längs- und Querwände in eine große Anzahl kleiner Abteilungen zerlegt; sie besaßen ferner an dem einen Ende eine starke Feder und an dem gegenüberliegenden eine etwas größer bemessene Nut. Beide Einrichtungen sollten eine gute Führung des zu versenkenden an dem bereits versenkten Kasten und ferner die Abdichtung des Zwischenraums zwischen den benachbarten Kasten bewirken. Die Versenkung erfolgte durch Einpumpen von Wasser und die Ausfüllung in der Weise, daß einzelne Abteilungen trockengelegt und mit Beton ausgestampft

wurden. Von den Hohlräumen wurden nur die äußeren mit Beton ausgefüllt, bei den hinteren wurde Kies benutzt. Da die Oberkante der Kasten nach dem Absenken den N.W.-Wasserstand nur um 0,50 m überragte, so kam sie bei M.H.-W. regelmäßig unter Wasser. Um nun die Ausfüllungsarbeiten von diesen Verhältnissen unabhängig zu machen, wurde auf je vier benachbarte Abteilungen des Schwimmkastens ein eiserner deckelartiger Kasten gestellt, der sich mit seinen durch Jute elastisch gemachten Rändern wasserdicht auf die Wände des Eisenbetonkastens aufsetzte; auf diesem Deckel, der als Taucherglocke wirkte, befanden sich über H.W. hinausreichende Aufbauten mit Trichtern und Einsteigeöffnungen, die einen ungestörten Zugang zu den vier trockenzulegenden und auszufüllenden Abteilungen ermöglichten. Nachdem die vorderen Abteilungen mit Beton gefüllt waren und die Vorderwand bis zur N.W.-Höhe abgebrochen worden war, wurde der Aufbau des oberen Teiles der Kaimauer anfänglich ebenfalls unter Preßluftkammern fortgesetzt.



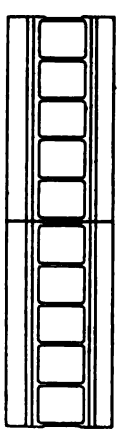


Abb. 288.
Kaimauer im Hafen von Nörresundby.

In ähnlicher Weise wurde im Hafen von Nörresundby am Liim-Fjord gegenüber Aalborg eine 220 m lange Kaimauer für 7,5 m Wassertiefe hergestellt.

Wie Abb. 288 erkennen läßt, wurde vor der Gründung der Mauer der bis in große Tiefen aus Schlamm von geringer Tragfähigkeit bestehende Baugrund mit Baggern entfernt und durch eine Sandschicht ersetzt. Die Sandschüttung wurde zunächst fast bis unter den Wasserspiegel ausgedehnt, damit sie durch ihr Gewicht den Schlamm an der Baustelle zusammenpressen sollte. Nach mehreren Monaten wurde der Sand 6 bis 7,5 m unter dem Wasserspiegel fortgebaggert und das Versenken der vorher an Land hergestellten Schwimmkasten, deren Abmessungen aus der Abbildung hervorgehen, begonnen. Die Kasten waren am Ufer auf dem eingeebneten und mit Brettern abgedeckten Boden hergestellt worden und gelangten ins Wasser, indem man sie wie ein Schiff vom Stapel laufen ließ. Zur Verbindung der einzelnen Kasten waren an den Enden Nuten ausgespart, in die nach dem Absenken Segeltuchschläuche eingeführt wurden, die mit Zementmörtel ausgegossen wurden. Schließlich wurden die Kasten mit Sand ausgefüllt und mit einer kleinen

Stirnmauer versehen. Zum Schutze gegen Unterspülungen wurde vor dem Mauerfuß ein Steinwurf angebracht.

Eine weitere Ausbildung haben die bei dem Hafen von Talcahuano in Chile[1]) für die Ausführung einer Ufermauer hergestellten Schwimmkasten erhalten, wie Abb. 289 zeigt. Der die Betonausfüllung aufnehmende Hohlraum ist stark unterschnitten, wodurch an Beton gespart wird. Die Mauer besitzt dadurch in Höhe des Wasserspiegels, also an den Stellen, wo größere Stöße durch Schiffe zu fürchten sind, die nötige Stärke und ist unten, wo dafür keine Gefahr besteht, entsprechend schwächer. Die Standsicherheit wird durch eine breite, durch Rippen mit dem Hohlkörper verbundene Fußplatte erreicht, die von der Steinhinterfüllung belastet ist. Die Abgleichung des Untergrundes wurde durch eine schwache, sorgfältig eingeebnete Steinschicht bewirkt. Der Aufbau des oberen Mauerteils erfolgte im Trockenen ohne Wasserhaltung aus Beton. Die Schwimmkasten wurden liegend angefertigt und auf einer Helling mit Hilfe kleiner Rollwagen zu Wasser gelassen.

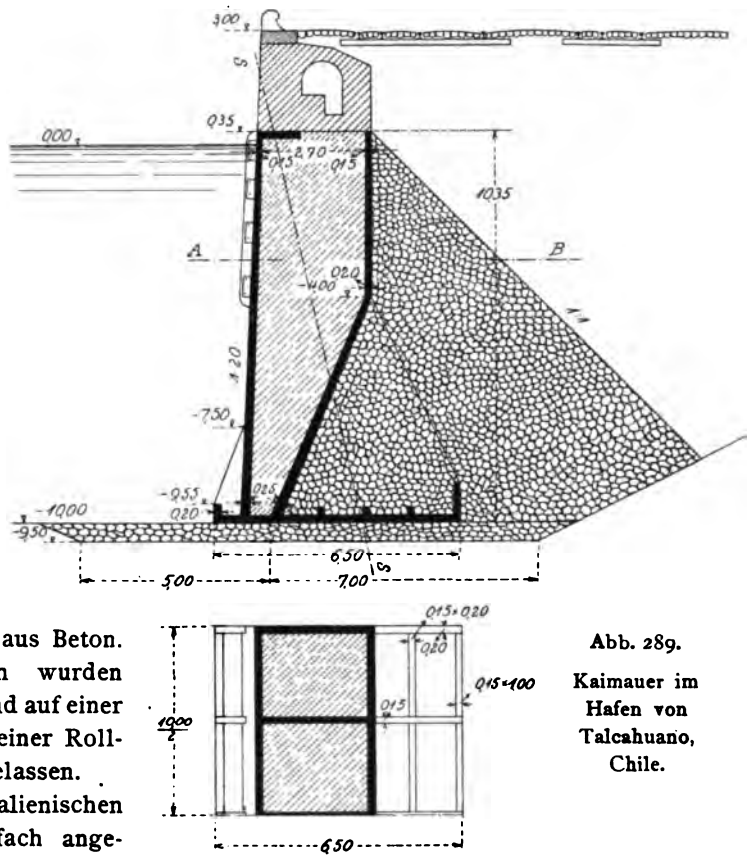


Abb. 289. Kaimauer im Hafen von Talcahuano, Chile.

Ein älteres, in italienischen Häfen früher mehrfach angewandtes Gründungsverfahren, das bei tragfähigem Untergrund und ruhigem Wasser zur Ausführung kam, besteht darin, daß auf dem eingeebneten Baugrund Kasten ohne Boden mit hölzernen lösbaren Seitenwänden aufgestellt und mit Beton mit Hilfe von Trichtern oder Kasten ausgefüllt werden. Es kommt hierbei darauf an, daß der Beton sorgfältig gemischt und in ununterbrochener Folge eingebracht wird. Nach dem Erhärten des Betonkörpers werden die Verbindungen der Kastenwände gelöst und erneut verwendet. Nach der Herstellung des ersten Mauerstückes braucht man zur Fortsetzung der Arbeit nur noch zwei Längswände und eine Querwand, indem man diese an dem fertiggestellten Stück

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 4, S. 130 u. f. — De Ingenieur vom 29. August 1908, S. 641 u. f.

anschließt. Im Schutze der Kastenwände beginnt darauf der Aufbau des oberen Mauerteils im Trockenen aus Mauerwerk oder Beton. Die einzelnen Betonkörper hatten in den meisten Fällen 5 bis 6 m Länge. Abb. 290 zeigt den Querschnitt einer in der geschilderten Weise hergestellten Mauer von der Punto franco im Hafen von Venedig. Auch im Hafen von Triest sind früher Kaimauern in der gleichen Art ausgeführt worden.

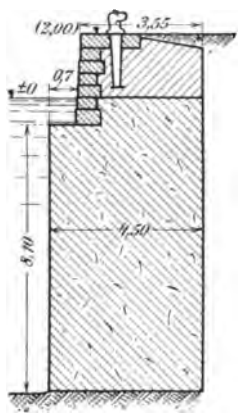


Abb. 290. Kaimauer an der Punto franco in Venedig.

Ein lehrreiches Beispiel für die Herstellung des Unterbaues einer Kaimauer aus einer Betonschüttung unter Wasser bildet ferner die Ufermauer südlich vom Außenhafen in Holtenau.[1]) Die Mauer, die allerdings bald nach ihrer Herstellung in eine Mole umgewandelt wurde, hatte eine Länge von 270 m und mußte auf 10 m Wassertiefe errichtet werden. Der Baugrund bestand aus blauem, sehr festem, mit Steinen durchsetztem Letten, so daß eine Sicherung des Mauerfußes gegen Unterspülung entbehrlich erschien. Die Mauer wurde daher, nachdem der Baugrund durch einen Schwimmbagger freigelegt war, durch Betonschüttung mit Trichtern gegründet. Sie erhielt den durch Abb. 291 dargestellten Querschnitt. Nach Herstellung der Baggerrinne wurde rückwärtig ein kleiner Damm aus Ziegelbrocken errichtet, um zu verhindern, daß Sand von dieser Seite her die Rinne zuschlämmte, und ferner um die Betonschüttung abzugrenzen. Die Schüttung des Betons erfolgte von dem in der Abb. 292 dargestellten Gerüst aus, auf dem ein Wagen mit drei eisernen Trichtern fuhr. Die unteren Betonschichten wurden frei ausgeschüttet, so daß sie sich unter dem natürlichen Böschungswinkel nach beiden Seiten lagerten, erst von der Höhe + 12 m[2]) an wurden Bohlentafeln an den Gerüstpfählen befestigt, die den Beton seitlich begrenzten. Zur Herstellung der einzelnen Betonlagen wurden die Trichter nach und nach verkürzt, indem durch Taucher die Flanschenverbindungen der einzelnen Rohrschüsse gelöst wurden.

Die Gestaltung des oberen Mauerteils erläutert die Abbildung zur Genüge. Der unter M.W. liegende Teil des Mauerwerks wurde im Schutze von Holzkasten ausgeführt, die auf die letzte mit den Trichtern geschüttete Betonschicht aufgestellt und durch eine eingefüllte 0,50 m starke Betonlage an diese wasserdicht angeschlossen wurden, so daß sie ausgepumpt werden konnten. Diese zerlegbaren Kasten wurden später wieder entfernt und der durch ihre Querwände entstandene Hohlraum durch kleine Gewölbe überdeckt. Zu erwähnen ist noch, daß die schräggestellten inneren Gerüstpfähle von vornherein so gestellt wurden, daß sie später als Reibepfähle für die Wand verwendet werden konnten.

Die Unsicherheit, die bei diesem Verfahren bezüglich der Beschaffenheit und Gleichmäßigkeit des unter Wasser geschütteten Betons besteht, wird vermieden, wenn man den unter Wasser herzustellenden Betonkörper durch vorher

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1897, S. 578, Tafel 71, Abb. 5 bis 12.

[2]) 0 liegt 20 m unter N.-N.

an Land gefertigte künstliche Blöcke bildet, wie es in neuerer Zeit sehr viel geschehen ist. Die Anfertigung der Blöcke kann dann in der sorgfältigsten

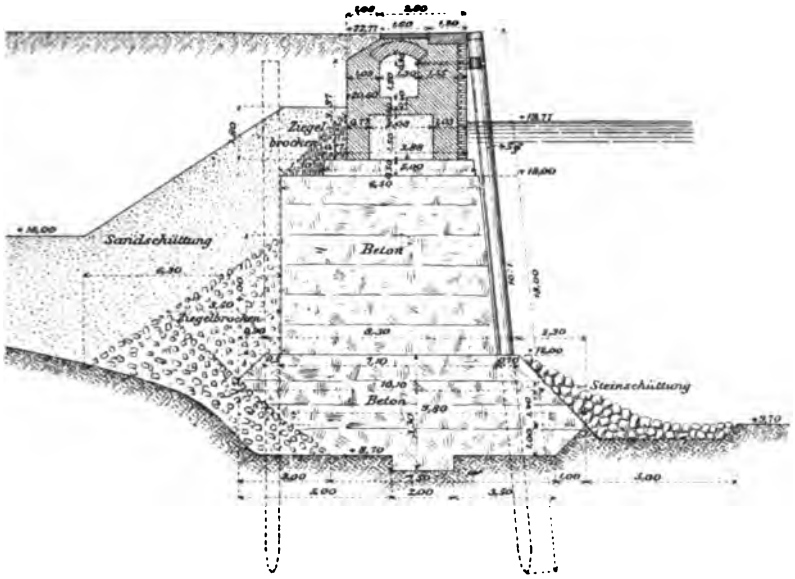


Abb. 291. Querschnitt.

Abb. 291 u. 292. Kaimauer im Außenhafen von Holtenau, später in eine Mole umgewandelt.

Weise überwacht werden, so daß bezüglich der Haltbarkeit des Betons die denkbar größte Sicherheit gewonnen wird. Gewöhnlich wird vor dem Versetzen der Blöcke, das mit Laufkranen von festen Gerüsten aus oder auch mit Hilfe von Schwimmkranen erfolgen kann, auf dem Baugrund eine schwache Steinschicht zur Abgleichung angeordnet. Bei Felsboden kann an deren Stelle auch die Verlegung von kleinen Betonsäcken durch Taucher treten. Die Blöcke werden in der Regel trocken versetzt mit möglichst engen Fugen, aus diesem Grunde ist es zweckmäßig, ihnen solche Abmessungen zu geben, daß sie durch die ganze Stärke der Mauer reichen, da bei mehrreihiger Schichtung von Blöcken die vorderen nur für die Druckübertragung in Betracht kommen, während die hinteren nur als Auflast wirken.

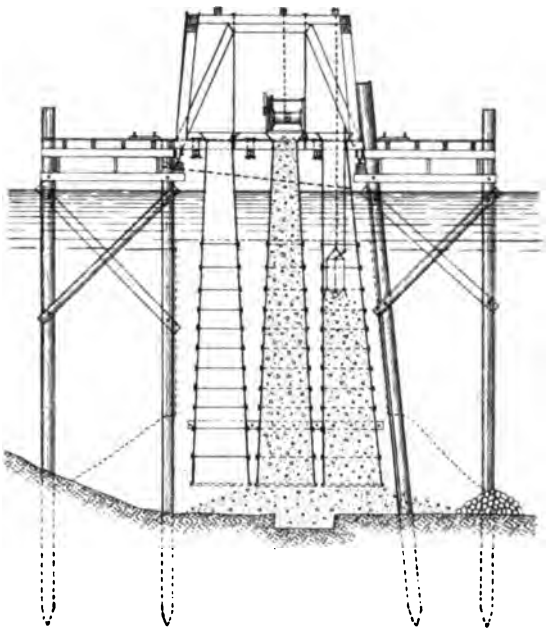


Abb. 292. Ausführung der Betonschüttung.

Die Blöcke können, ähnlich wie dies bei den Wellenbrechern früher auf S. 34 beschrieben worden ist, mit wagerechten oder geneigten Lagerfugen versetzt werden. Letzteres wird man dort tun, wo auf eine gewisse Nachgiebigkeit des Untergrundes zu rechnen ist.

Führt man die Blockschichten bis über den niedrigsten Wasserstand hinaus, so kann der obere Teil der Mauer ohne Schwierigkeiten fortgesetzt werden. Bisweilen schließt die obere Blockreihe etwas unter dem M.W. oder dem M.N.W. ab, dann wird in der Regel ein größerer Werkstein, der diese Wasserstände etwas überragt, versetzt und im Schutze desselben eine abgleichende Betonschicht hergestellt, auf der darauf der weitere Aufbau stattfindet.

Kaimauern dieser Bauart befinden sich in sehr vielen Häfen; die Hinterfüllung der Mauern erfolgt in der Regel mit Steinschutt, einerseits um den Druck der Hinterfüllungserde auf die Mauer geringer zu halten, und anderseits deswegen, weil die Fugen offen sind und es verhindert werden muß, daß durch diese bewegtes Wasser dringt und die Hinter-

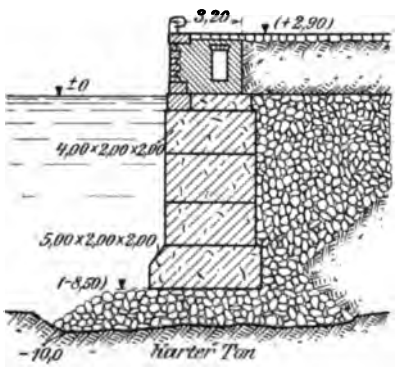


Abb. 293. Kaimauer an der Ponte Frederico Guglielmo im Hafen von Genua.

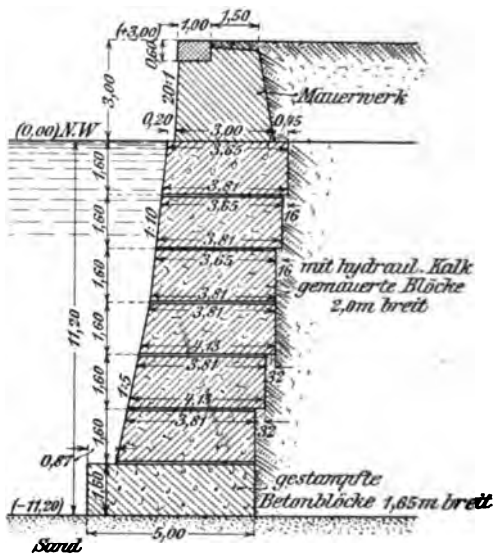


Abb. 294. Kaimauer im Hafen von Barcelona.

füllungserde angreift und ausspült. Am richtigsten ist es daher, unmittelbar hinter der Mauer grobe Steine einzuschütten, dann eine Schicht kleinerer und so fort, damit, wie bei einem Filter, ein allmählicher Übergang von den großen Zwischenräumen zu den kleineren stattfindet.

Ein kennzeichnendes Beispiel für die geschilderte Bauweise zeigt Abb. 293 von der Hafenzunge Ponte Frederico Guglielmo im Hafen von Genua. Der Untergrund besteht aus sehr hartem Ton. Vor dem Versetzen der Blöcke wurden die oberen Bodenschichten bis auf 10 m Tiefe unter M.N.W. in etwa 12,0 m Breite fortgebaggert und durch eine 1,50 m starke Steinschüttung, deren Oberkante durch Taucher abgeglichen wurde, ersetzt. Darauf wurden vier Schichten 2 m hoher Blöcke versetzt, von denen die unterste aus Blöcken von $5 \times 2 \times 2 = 20$ cbm Inhalt und die oberen aus solchen von $4 \times 2 \times 2 = 16$ cbm Größe bestanden. Der obere Teil wurde in der vorher beschriebenen Weise ausgeführt.

Einige geringe Abweichungen von der vorstehenden Form zeigt die durch Abb. 294 dargestellte Kaimauer aus dem Hafen von Barcelona. Hier haben sieben Blockschichten Verwendung gefunden, von denen die erste rechtwinklig gestaltet ist; die darüberliegenden Schichten haben unter 5 : 1 bezw. 10 : 1 geneigte Vorderflächen, außerdem tritt jede Blockreihe an der Hinterseite gegen die darunterliegende um 32 bezw. 16 cm zurück. Die oberste Blockreihe erreicht die Höhe des M.N.W., so daß die oberen Mauerteile aus gewöhnlichem Mauerwerk hergestellt werden konnten.

Mit der Blockgröße ist man in einigen seltenen Fällen sehr weit gegangen, um die umständliche Arbeit des Versetzens zu erleichtern. Als Beispiel hierfür sei eine im Hafen von Dublin errichtete Kaimauer angeführt, bei welcher der ganze untere Mauerteil in Höhe von 8,70 m aus einem Stück besteht, an Land hergestellt und mit Hilfe eines Schwimmkranes versenkt wurde (Abb. 295). Die

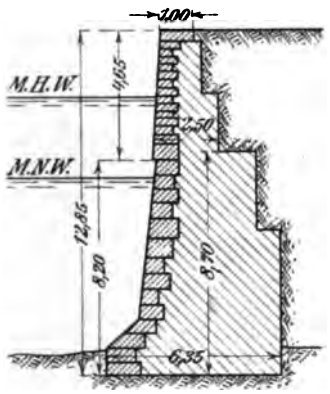


Abb. 295.
Kaimauer im Hafen von Dublin.

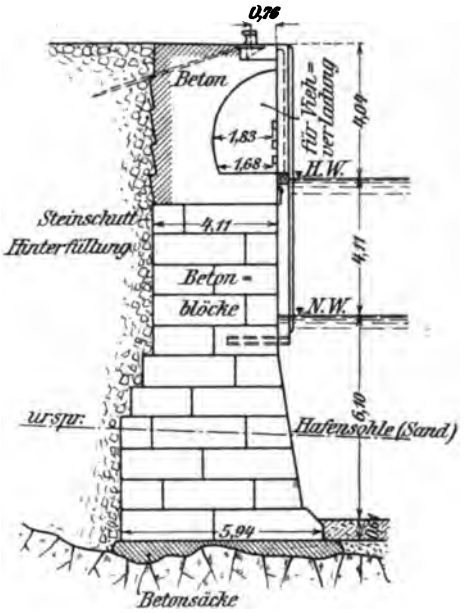


Abb. 296.
Kaimauer im Hafen von Fishguard.

Breite eines solchen Stückes betrug 6,35 m, die Tiefe in der Längsrichtung der Mauer 3,35 m und das Gewicht 350 t. Der Untergrund wurde vorher durch eine schwimmende Taucherglocke eingeebnet. Der obere, etwas vorkragende Mauerteil wurde in Tidearbeit aus Mauerwerk mit Werksteinverblendung hergestellt.

Auch im Hafen von New York sind mehrfach große Mauerwerkstücke, deren Gestalt einem Teil des Mauerquerschnitts entsprach, zur Herstellung von Kaimauern in ähnlicher Weise verwendet worden.

Abweichend von diesen Beispielen wurde im Hafen von Fishguard eine große Anzahl kleiner Blöcke verwendet (Abb. 296). Der Untergrund bestand aus Felsboden, der 3 bis 4 m hoch mit Sand und Kies überlagert war. Nachdem dieser durch einen Saugebagger und die weicheren Felsschichten durch einen Greifbagger entfernt waren, ebneten Taucher den Untergrund ein und füllten Spalten und größere Unebenheiten mit kleinen Betonsäcken aus.

Das Versetzen der Blöcke erfolgte mit einem Kran von 15 t Tragfähigkeit, der anfänglich auf einem Steinschüttdamm hinter der Mauer und später auf dem vollendeten Mauerstück Aufstellung fand. Dabei blieben die Fugen bis zur Höhe des N.W. unvergossen. Die Blöcke waren in den Lagerfugen mit trapezförmigen Vorsprüngen versehen, die in ebensolche Vertiefungen der vorhergehenden Schicht hineinpaßten.

In dem über H W. liegenden Teil der Mauer, der aus Stampfbeton gebildet wurde, fand eine Aussparung für das Verladen von Vieh Platz. Der Beton wurde an dieser Stelle durch Eiseneinlagen aus alten Eisenbahnschienen verstärkt.

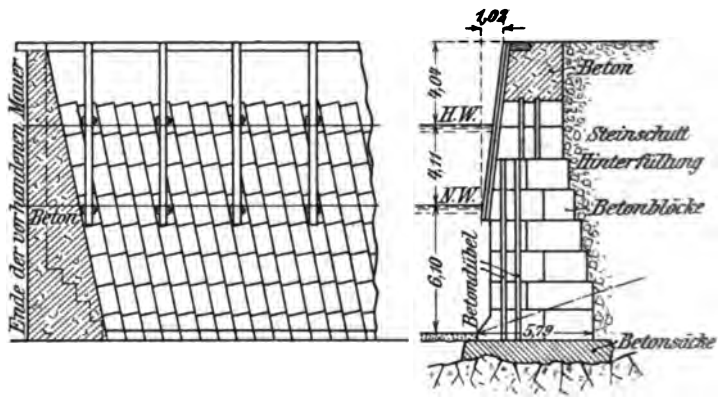


Abb. 297. Kaimauer im Hafen von Fishguard.

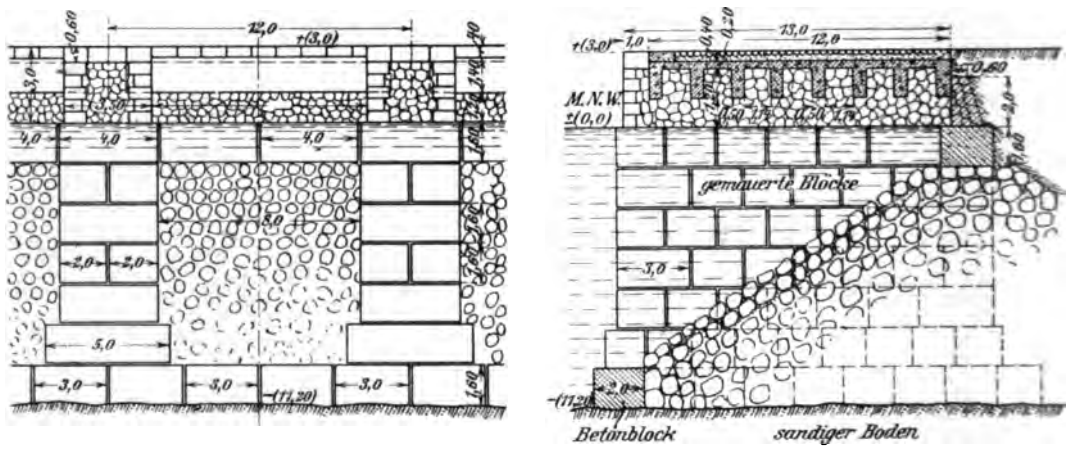


Abb. 298. Kaimauer aus dem Hafen von Barcelona.

Bei einer anderen Mauer desselben Hafens wurden die Blöcke mit geneigten Lagerfugen, ähnlich wie bei den auf S. 40f. beschriebenen Wellenbrechern, verlegt (Abb. 297).

An Stelle einer fortlaufenden Mauer sind im Hafen von Barcelona auch einzelne Pfeiler aus künstlichen Blöcken gebildet worden, die durch Eisenbetonbalken, ähnlich wie die Beispiele auf S. 227 u. 248 es zeigen, überdeckt wurden. Gemäß Abb. 298 sind die 4,0 m breiten Pfeiler aus sieben Schichten von Betonblöcken zusammengesetzt. Der Abstand der Pfeiler betrug 8,0 m und ihre Tiefe senkrecht zur Mauer 15,0 m. Der obere Teil über N.W. besteht aus Bruchsteinmauerwerk, und die Überdeckung bilden 8 Plattenbalken von 1,40 m Höhe. Den Abschluß der Hinterfüllungserde bewirkt eine Steinschüttung, die sich mit ihrem Fuß gegen eine durchlaufende Blockreihe stützt und zur Herstellung

des oberen Abschlusses mit einer Blockreihe und einer kleinen Bruchsteinmauer versehen ist.

Die Eisenbetondecke ist für eine Nutzlast von 2000 kg/qm berechnet worden.

Betonkörper für den Unterbau von Kaimauern können auch zwischen Spundwänden hergestellt werden, die dann im Boden verbleiben müssen, da ihr Ausziehen unzulässige Auflockerungen desselben herbeiführen würde. Ein Beispiel hierfür bieten die Einfassungsmauern der dritten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven (vergl. Bd. I, S. 29 und Abb. 15). Den Querschnitt dieser Mauer und den dabei angewandten Bauvorgang zeigt Abb. 299.[1]) Die Baugrube wurde durch Baggerung hergestellt und mit zwei geneigten Spundwänden eingefaßt. Mit Hilfe von Trichtern wurde sodann der unterste 3 m starke Mauerteil hergestellt, dann durch Holztafeln die äußere Begrenzung des oberen Mauerteils bewirkt und darauf die Schüttung fortgesetzt. Das obere Mauerstück wurde in Stampfbeton mit Klinkerverblendung und Granitabdeckung ausgeführt. Um die Standsicherheit der von der Hafensohle an 16 m hohen Mauer zu erhöhen, wurde außerdem noch eine Verankerung gegen Betonklötze ausgeführt. Zum Schluß wurde die vordere

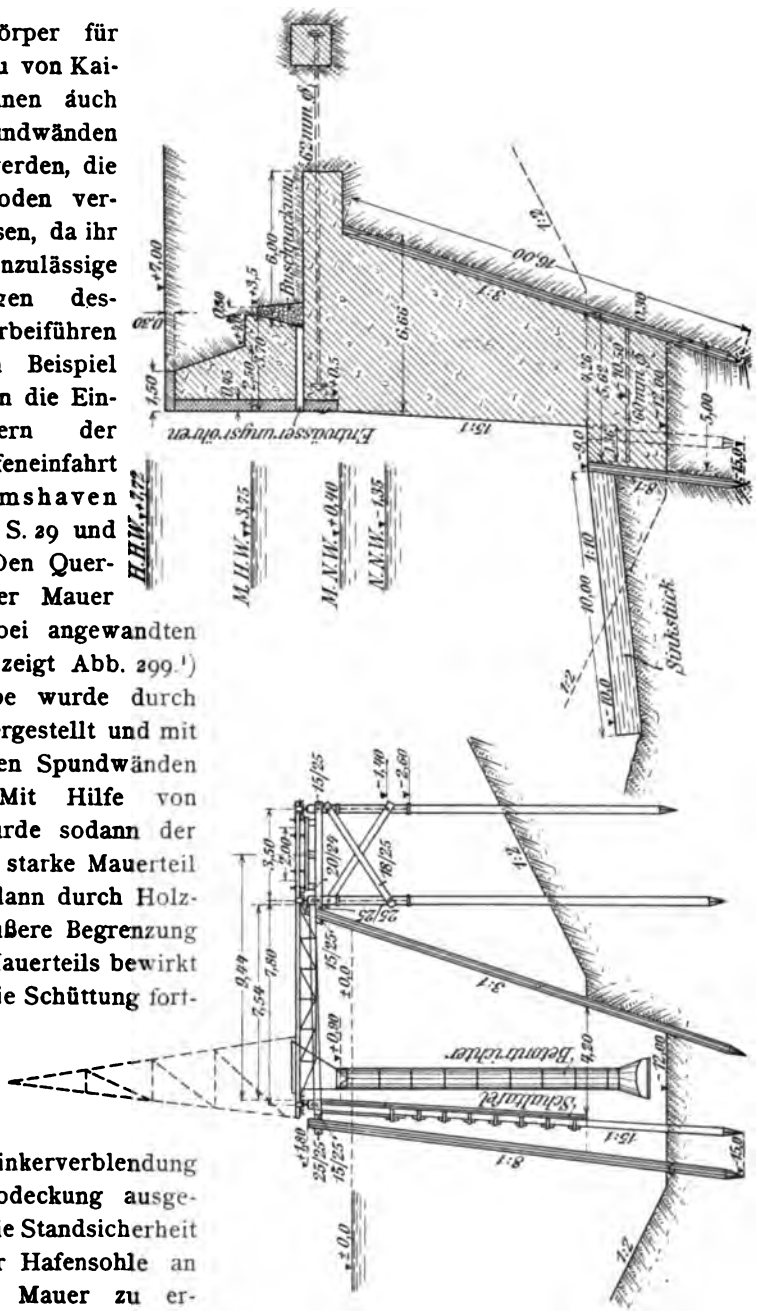


Abb. 299. Einfassung der 3. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven. Bauvorgang und Querschnitt.

[1]) Marine-Rundschau 1909, S. 1390.

Spundwand auf —9,0 m abgeschnitten und zum Schutz gegen Unterspülungen ein Sinkstück vor der Mauer versenkt.

Sowohl die Schüttung von Beton unter Wasser als auch die Anwendung von künstlichen Blöcken für den Bau von Kaimauern sind nicht von erheblichen Nachteilen frei. Bei dem ersten Verfahren bleibt immer eine gewisse Unsicherheit bezüglich der Güte des Betons bestehen, und bei dem zweiten muß der Umstand der losen Fugen in Kauf genommen werden, der verhindert, daß die ganze Masse als ein einheitlicher Körper wirkt. Beide Verfahren haben die Schwierigkeit der Herstellung einer sorgfältig abgeglichenen Unterlage in größerer Tiefe unter Wasser gemeinsam. Alle diese Nachteile werden durch Anwendung der Preßluftgründung vermieden. Von diesem Verfahren können beide Hauptarten, die Gründung mit verlorener Arbeitskammer sowohl als auch die unter Benutzung von schwimmenden Arbeitskammern, Anwendung finden. Für den an dieser Stelle betrachteten Fall, bei dem angenommen wurde, daß der Baugrund an der Oberfläche tragfähig ist und durch Baggerung freigelegt werden kann, dürfte das letztere Verfahren in erster Linie in Betracht kommen. Man wird für den vorliegenden Zweck bewegliche Taucherglocken benutzen, die etwas breiter als die Gründungsbreite der Mauer und möglichst lang sind, um ein größeres Stück gleichzeitig in Angriff nehmen zu können. Die Aufhängung kann an zwei verbundenen Schiffsgefäßen oder an einem über der Baustelle entlanglaufenden Fahrgerüst erfolgen.

Bei der Benutzung beweglicher Taucherglocken zur Ausführung des unter Wasser liegenden Teiles einer Kaimauer werden die oben erwähnten Nachteile mit Sicherheit vermieden. Der Untergrund kann sorgfältig freigelegt, gereinigt und geprüft werden, und die Herstellung des Betons oder Mauerwerks kann unter bester Aufsicht in derselben Güte wie im Trockenen erfolgen. Das Verfahren ist besonders in italienischen Häfen mehrfach mit gutem Erfolge zur Anwendung gelangt.

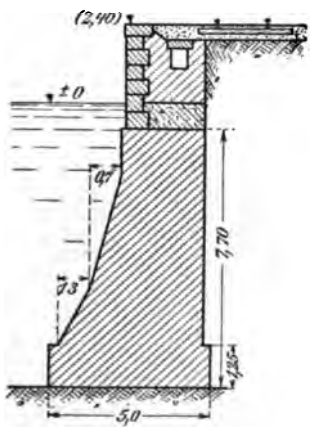


Abb. 300. Kaimauer aus dem Hafen von Venedig am Molo di Levante nuovo.

Ein Beispiel aus dem Hafen von Venedig, das am Molo di Levante nuovo angewendet wurde, zeigt Abb. 300. Es kann bei dieser Ausführungsweise der Mauer jede gewünschte Gestalt gegeben werden. In ähnlicher Weise sind im Hafen von Livorno Kaimauern ausgeführt worden.

Das gleiche Verfahren wurde auch in Genua zur Anwendung gebracht, jedoch mit dem Unterschiede, daß zunächst auf dem Baugrund, da er sehr viel tiefer lag als die Hafensohle, eine Steinschüttung hergestellt wurde; auf dieser wurde dann entweder wie in Venedig die Mauer unter einer schwimmenden Taucherglocke aus Mauerwerk bis zur N.W.-Höhe ausgeführt, oder es wurde, wie Abb. 301 an einer Mauer von dem neuen Becken Victor Emmanuel III. zeigt, nur der untere Teil der Mauer in dieser Weise gebildet und der obere aus zwei Schichten von Blöcken und im übrigen, wie es Abb. 301 erkennen läßt, fortgesetzt. Die Absicht war dabei, den unteren Teil unbedingt sicher

herzustellen und den oberen, der auch auf andere Weise ausreichend sicher ausgeführt werden konnte, billiger zu gestalten. Die einzelnen unter der Taucherglocke hergestellten Mauerstücke erhielten an den Enden Falze, die später mit Beton ausgefüllt wurden und beide Mauerstücke dübelartig verbanden.

Das gleiche Gründungsverfahren wurde ferner in Genua bei einer Reihe von Kaimauern verwendet, bei denen man an Stelle der mit

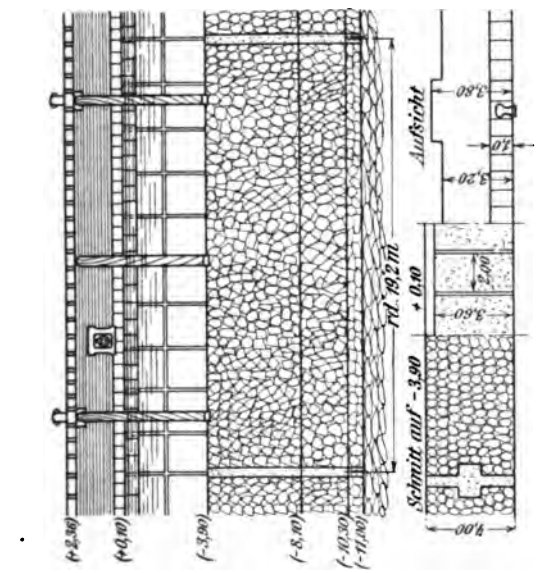


Abb. 301. Kaimauer aus dem Hafen von Genua von dem Becken Victor Emmanuel III.

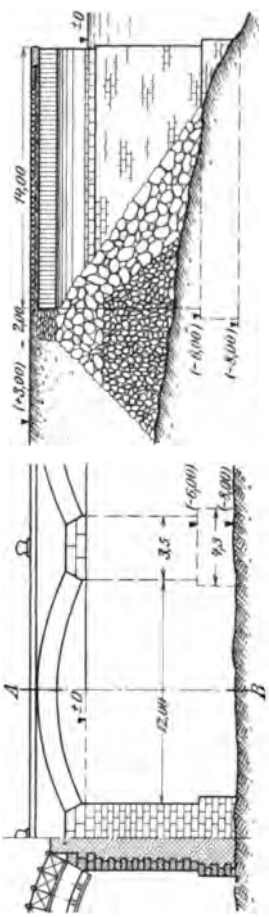


Abb. 302. Mauer am Kai delle Grazie in Genua.

dem Ufer gleichlaufenden Mauern eine Reihe von Pfeilern herstellte, die mit Gewölben oder Eisenbetonplatten verbunden wurden, ähnlich wie dies schon früher bei den durch Abb. 259 und 276 dargestellten Kaimauern von Brunsbüttel und Norrköping geschehen ist. An Stelle der Kaimauern tritt, wie Abb. 302 von dem Kai delle Grazie und Abb. 303 von dem Kai an der Südseite des Molo vecchio zeigen, gewissermaßen

eine Brücke, die zweckmäßig den Namen Uferbrücke erhält. Die Pfeiler wurden in beiden Fällen aus Mauerwerk unter beweglichen Taucherglocken hergestellt. Die Tiefe der Pfeiler ist in allen Fällen eine bedeutende, sie beträgt bei dem erstgenannten Beispiel 14,0 m und bei dem zweiten 13,5 m. Die Verbindung ist bei der früheren Ausführung durch Gewölbe und bei dem neueren Beispiel durch Eisenbetonplatten erfolgt.[1])

Der Abschluß der Hinterfüllungserde geschah in beiden Fällen durch eine Steinschüttung, die zwischen die einzelnen Pfeiler hindurchtritt und den Erddruck selbständig aufnimmt, so daß die Pfeiler im wesentlichen nur den auf ihre Rückseite und auf die hintere Fläche der Gewölbe bezw. Plattenbalken entfallenden Erddruck auszuhalten haben, worin ein besonderer Vorzug dieser Bauweise zu erblicken ist. Bei dem durch Abb. 303 dargestellten Beispiel wurde der Fuß der Hinterfüllungsschüttung in zweckmäßiger Weise durch eine Beton-

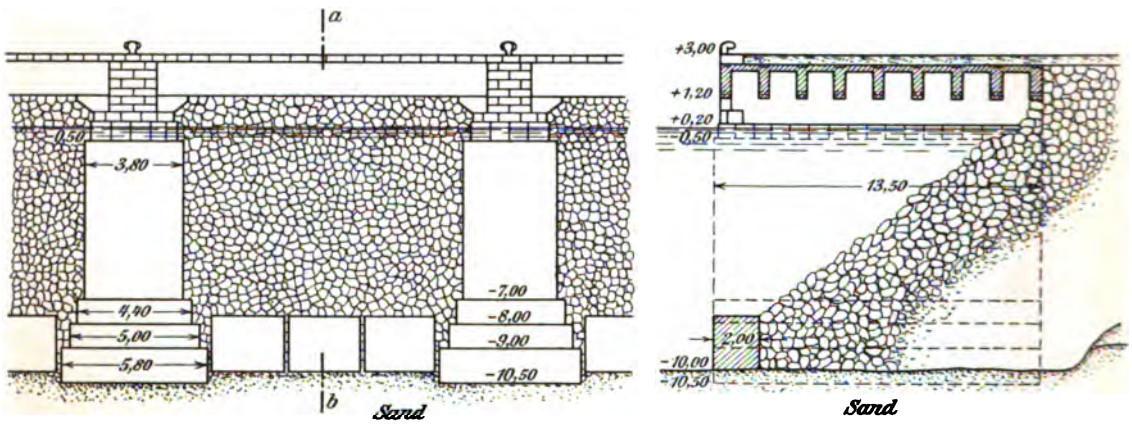


Abb. 303. Mauer an der Südseite des Molo vecchio in Genua.

blockreihe begrenzt. Der mit dieser Bauweise erzielte Erfolg war durchaus zufriedenstellend, auch waren die Kosten verhältnismäßig gering.

β) Baugrund in größerer Tiefe tragfähig. Eine weitere große Gruppe von Kaimauern muß unter Wasser gegründet werden, ohne daß es möglich ist, den Baugrund durch Baggerung oder sonstwie freizulegen.

In erster Linie würden in diesem Falle Pfahlrostgründungen in Betracht kommen, wie sie auf S. 193 bis 228 bereits besonders behandelt worden sind.

Sodann könnte die Umschließung der Baugrube mit Spundwänden, die Ausbaggerung des Raumes zwischen ihnen und seine Ausfüllung durch Beton mit Hilfe von Trichtern oder Kasten in Frage kommen. Sowie aber der Baugrund erheblich unter der Hafensohle liegt, wird auch dieses Verfahren ausscheiden müssen, da die Spundwände zu lang und kostspielig werden und die Arbeit zu unsicher wird.

Als ein mehrfach in solchen Fällen mit Erfolg angewandtes Verfahren kann die Brunnengründung angesehen werden, wenn darauf zu rechnen ist, daß der Untergrund frei von Baumstämmen und größeren Steinen ist. Das Ver-

[1]) Vergl. auch Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 4, S. 90.

fahren der Brunnengründung wird als bekannt vorausgesetzt. Die Herstellung von Kaimauern wird in den meisten Fällen in der Weise möglich sein, daß man eine langgestreckte grabenartige Baugrube bis wenig über den Grundwasserspiegel — in vielen Fällen wird dieser gleichbedeutend sein mit dem N.W.-Spiegel — freilegt und von dieser Ebene aus die Herstellung der Brunnenkränze und die Absenkung der Brunnen bewirkt.

Da es sich bei den Kaimauern meist um Brunnen größerer Abmessungen handelt, so kommen hölzerne Brunnenkränze fast gar nicht vor, sondern vorwiegend solche aus Eisen, Beton und Eisenbeton. Bei einer Herstellung aus Guß- oder Walzeisen haben sie stets einen winkelförmigen Querschnitt und bestehen aus einer äußeren lotrechten Wand, einer oberen wagerechten Platte und einer Anzahl beide verbindender dreieckförmiger Versteifungen. Auf dieser Unterlage sitzt das Mauerwerk oder der Beton auf; es ist wichtig, daß der Brunnenkranz durch eine Anzahl Anker mit dem anschließenden Brunnenmauerwerk verbunden wird.

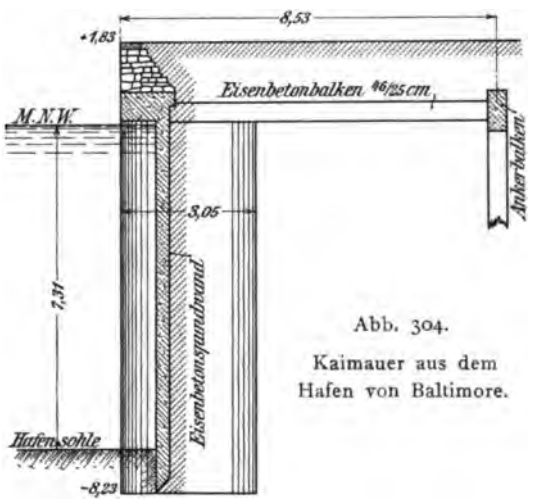
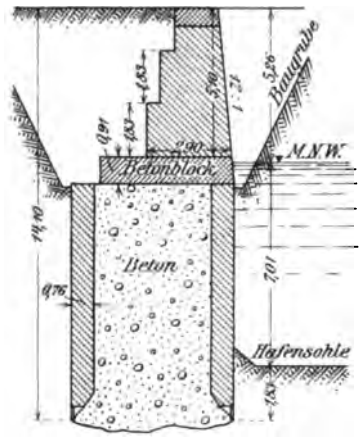


Abb. 304.
Kaimauer aus dem Hafen von Baltimore.

Die zur Verwendung gelangten Grundrißformen sind sehr verschieden. Die für das Verfahren der Brunnengründung an und für sich am meisten geeignete Form, die Kreisform, ist am wenigsten benutzt worden, weil sie sich der langgestreckten Gestalt der Kaimauern nur schwer anpassen läßt. Kreisförmige Brunnen haben sonst den Vorteil, daß sie sich am leichtesten absenken lassen, da der Kreis von allen Flächen gleichen Inhalts den kleinsten Umfang besitzt, daher auch die geringste Reibung im Boden erfährt; außerdem sind alle Punkte des Umfangs von der Mitte gleichweit entfernt, so daß der Boden von allen Seiten gleichmäßig nach der Mitte, wo der Bagger angreift, zugleitet.

Eines der wenigen Beispiele für die Anwendung kreisförmiger Brunnen ist bei der Herstellung der Hafenzungen 4. 5 und 6 im Hafen von Baltimore vorgekommen.[1]) Die dort für 7,3 m Wassertiefe errichtete Kaimauer besteht aus einer Reihe 3,05 m im Durchmesser haltender eiserner Brunnen, die aus 19 mm starken Stahlplatten unter Versteifung durch Winkeleisen gebildet wurden (Abb. 304). Sie wurden in 7,62 m Abstand von Mitte zu Mitte versenkt; den zwischen ihnen verbleibenden Raum von 4,57 m schloß eine Eisenbetonspundwand ab, die sich gegen einen wagerechten, in Beton eingebetteten Gitterträger lehnte. Den oberen Teil der Mauer bilden Eisenbetonplatten und Decken und eine kleine Abschlußmauer. Die Mauer ist, da sie sonst für die

[1]) The Engineer vom 29. Januar 1909, S. 105.



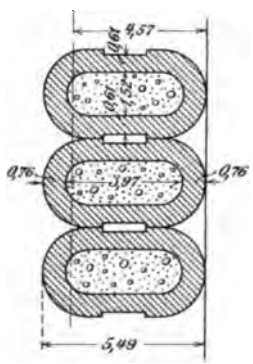


Abb. 305. Kaimauer in Cork.

Höhe reichlich schwach erscheint, durch in Beton gelegte Anker gegen eine Eisenbetonplatte verankert worden.

Von dem Verfahren der Brunnengründung ist besonders viel in englischen Häfen Gebrauch gemacht worden. Man hat hierbei versucht, die mit der Kreisform verbundenen günstigen Verhältnisse beizubehalten, indem man die Grundrißform, soweit angängig, aus Kreisstücken zusammensetzte.

So haben die Brunnen der Kaimauer in Cork, wie Abb. 305 zeigt, die Gestalt eines durch zwei Halbkreise abgerundeten länglichen Rechtecks, ihre Länge beträgt 5,49 m und ihre Breite 3,05 m. Der Brunnenkranz besteht aus Gußeisen und die 0,76 m dicken Wandungen aus zusammenhängendem Beton. Nach dem Absenken wurde der Brunnen mit einer 0,91 m starken Betonplatte überdeckt und auf dieser Unterlage der obere Teil der Mauer aus Beton errichtet.

Eine eigenartige, in Glasgow in großem Umfange angewendete Brunnenform ist die aus drei Kreisen zusammengesetzte Kleeblattform, wie sie Abb. 306 wiedergibt. Die Brunnen wurden, wie der Grundriß erkennen läßt, dicht nebeneinandergesetzt, so daß eine geschlossene

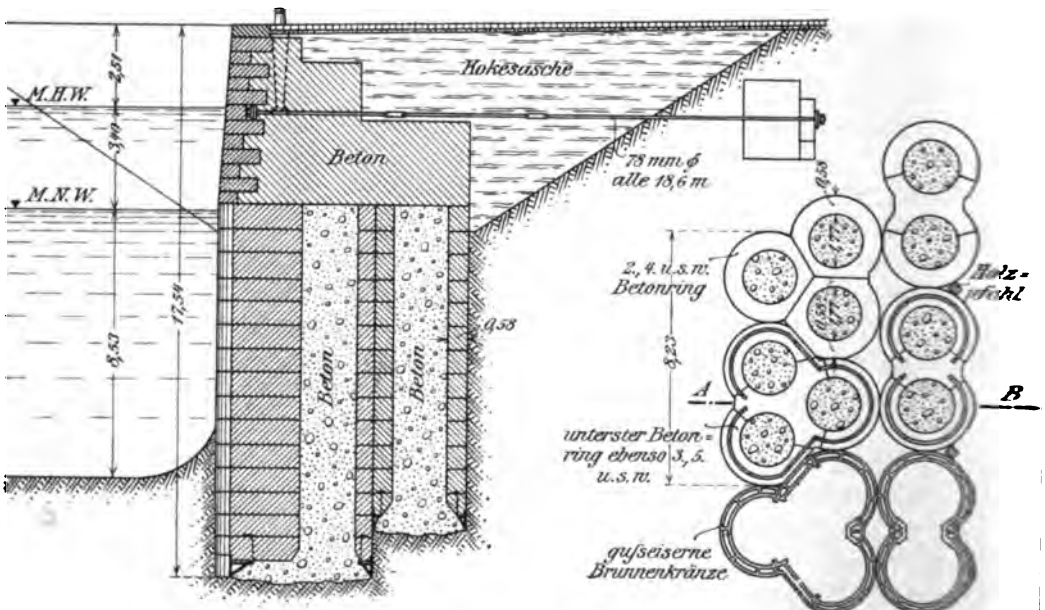


Abb. 306. Kaimauer in Glasgow.

fortlaufende Wand entsteht. An den Berührungsflächen sind die Brunnen geradlinig gestaltet.

Der Brunnenkranz besteht aus Gußeisen in der durch Abb. 307 dargestellten Form; die einzelnen Stücke wurden an Ort und Stelle durch Schraubenbolzen zusammengefügt, die Hohlräume mit Beton vergossen und dann der Brunnenkörper aus einzelnen Betonstücken zusammengesetzt. Das Gewicht eines Brunnenkranzes betrug etwa 4,5 t. Die Betonkörper waren so gestaltet, daß die Fugen sich überdeckten. Auf der Oberseite der untersten Schicht waren ringförmige Eisenschienen eingebettet, die durch Schraubenbolzen mit dem Brunnenkranz verbunden wurden. Die Brunnenkörper wurden vor dem Absenken bis zur vollen Höhe zusammengesetzt und mit Gußeisenstücken von gleicher Gestalt wie die Betonringe belastet, wozu bisweilen 400 bis 500 t Eisen erforderlich waren. Das Absenken geschah dadurch, daß der Boden gleichmäßig durch besonders für den Zweck gestaltete Greifer aus den drei Zylindern entfernt wurde. Nach beendeter Absenkung wurden die Hohlräume in der üblichen Weise mit Beton ausgefüllt und mit dem oberen Teil der Mauer versehen. Die Gesamthöhe der Kaimauer von der Oberkante der Abdeckplatte bis zur Brunnenschneide beläuft sich auf 17,54 m, die Wassertiefe vor der Mauer ist auf 8,53 m bei M.W. bemessen worden.

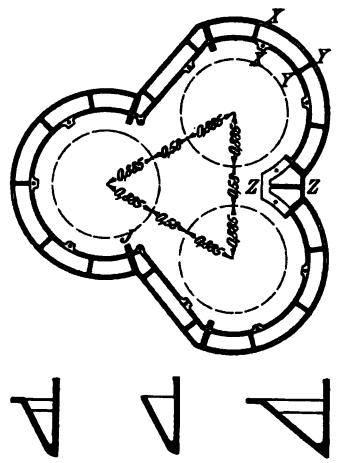


Abb. 307. Brunnenkranz zu der Kaimauer in Glasgow.

Wie das durch Abb. 306 dargestellte Beispiel zeigt, ist zur Verbreiteung des Unterbaues hinter die erste Brunnenreihe eine zweite, aus zwei Kreisen zusammengesetzte gestellt worden. Zur Abdichtung wurden vierkantige Holzpfähle vor die Fugen der Doppelbrunnen gerammt.

An anderen Orten hat man rechteckige Brunnenformen bevorzugt; es ist das zu empfehlen, wenn der mit dem Brunnen zu durchfahrende Boden aus Sand besteht und leicht zu entfernen ist; dann macht sich der Umstand, daß die einzelnen Punkte der Brunnenschneide verschiedene Entfernung von der Brunnenmitte haben, weniger unangenehm fühlbar.

In großem Maßstabe wurden rechteckige Brunnen zur Gründung von Kaimauern im Hafen von Calais verwendet, die 7 bis 8 m Seitenlänge hatten (Abb. 308). Die Brunnenschneide wurde an Ort und Stelle aus Zementbeton hergestellt und darauf der Brunnenkörper, der 2,0 m starke Wände besaß, aus Stampfbeton errichtet. Im unteren Teil des Brunnens nahm die Stärke der Brunnenwandungen von der nur 1,0 m breiten Schneide aus allmählich zu. Die Brunnen wurden in einem Stück in voller Höhe ausgeführt. Zur Verstärkung der Wände wurden die Innenräume achteckig gestaltet. Man ließ die Brunnen 10 bis 14 Tage lang erhärten, ehe zum Absenken geschritten wurde. Dies geschah mit Hilfe einer Saugpumpe, deren Rohr in der Mitte des Brunnens angriff; gleichzeitig wurde der Boden dadurch gelöst, daß vier kräftige Pumpen

durch zwölf Rohre Druckwasser gegen den Boden richteten. Von diesen Rohren griffen acht am Umfang und die vier übrigen in der Mitte an. Es wurde dafür Sorge getragen, daß die Druckpumpen genau so viel Wasser in den Brunnen drückten, wie die Saugpumpe entfernte. Die Anordnung der Rohre ist aus dem Grundriß der Abb. 308 zu ersehen. In dieser Weise ging das Absenken schnell und sicher vor sich. Um die Arbeit regelmäßig fortschreiten zu lassen, waren die Pumpen auf einem über der Baugrube errichteten Gerüst fahrbar aufgestellt.

Der Abstand der einzelnen Brunnen betrug 0,40 m; da es bei so geringem Abstande nicht möglich ist, einen Brunnen nach dem anderen abzusenken, da sie sich dabei einander nähern würden, so ging man in der Weise vor, daß man zunächst eine größere Anzahl von Brunnen fertigstellte und dann einen um dem anderen absenkte. Die Erfahrung hatte gezeigt, daß die Entfernung der Brunnen dann groß genug war, um sich gegenseitig nicht zu beeinflussen. Die Ausfüllung der Brunnen erfolgte aber erst, nachdem auch die in den Zwischenräumen verbliebenen Brunnen abgesenkt waren, damit der Boden unter den benachbarten Brunnen keine schädlichen Veränderungen erfahren konnte. Nachdem die Brunnen ausgefüllt waren, wurden die Zwischenräume durch Blechtafeln abgeschlossen, die ebenfalls durch Wasserspülung eingebracht wurden, der Sand zwischen den Brunnen ausgepumpt und die Hohlräume mit Beton ausgefüllt. Um dieser Betonschicht mehr Halt zu geben, waren in den Seitenwänden der Brunnen dreieckige, sich gegenüberstehende Aussparungen angebracht.

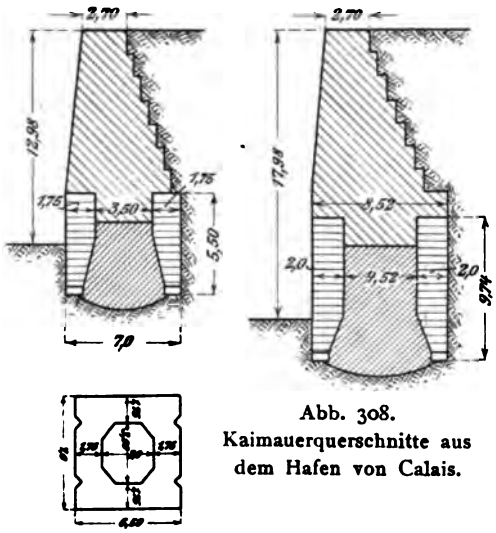


Abb. 308. Kaimauerquerschnitte aus dem Hafen von Calais.

Die mittlere Absenkungstiefe betrug 5,0 m; sie wurde bei den kleineren durchschnittlich in 22 Stunden und bei den größeren in 44 Stunden erreicht. Der obere Mauerteil wurde in der üblichen Weise aus zusammenhängendem Mauerwerk gebildet.

Während bei dieser Kaimauer und einer Reihe ähnlicher Ausführungen die Brunnen so dicht aneinandergerückt wurden, als es irgend angängig erschien, hat man in Hamburg bei den Kaimauern am Dalmann-Kai die einzelnen Brunnen um 4,58 m von einander entfernt aufgestellt und durch Gewölbe miteinander verbunden (Abb. 309).

Die Brunnen haben völlig rechteckigen Querschnitt und sind quer zur Mauer 6,0 m und in der Längsrichtung derselben 4,50 m groß bemessen. Sie sind ganz aus Mauerwerk hergestellt und bis zu dem tragfähigen Sanduntergrund hinabgeführt. Die Verbindungsgewölbe tragen an der Vorderseite eine

den oberen Teil der Kaimauer bildende Stirnmauer und weiter zurück eine schwächere Längsmauer, die teilweise in Gewölbe aufgelöst wurde und in Abständen von 3,15 m durch 1,45 m starke Quermauern mit der vorderen verbunden ist. Sie dient zur Unterstützung des Krangleises. Der Abschluß der überwölbten Strecken gegen die Hinterfüllungserde erfolgt durch eine hölzerne Spundwand.

In einigen Häfen sind auch rechteckige Brunnen größerer Abmessungen mit mehreren Hohlräumen zur Anwendung gelangt. Ein Beispiel dafür bildet die am Rothesay-Dock an der Clydebank, Glasgow, ausgeführte Mauer, deren Gestaltung Abb. 310 wiedergibt.

Die Brunnen haben eine Länge von 9.14 m und waren 6,40 m breit. Sie besaßen sechs quadratische Hohlräume von 1,75 m Größe sowie äußere und innere Wandstärken von 0,97 m. Der Brunnenkranz war, wie die Einzelheiten der Abbildung erkennen lassen, aus Holz hergestellt, und es reichten die

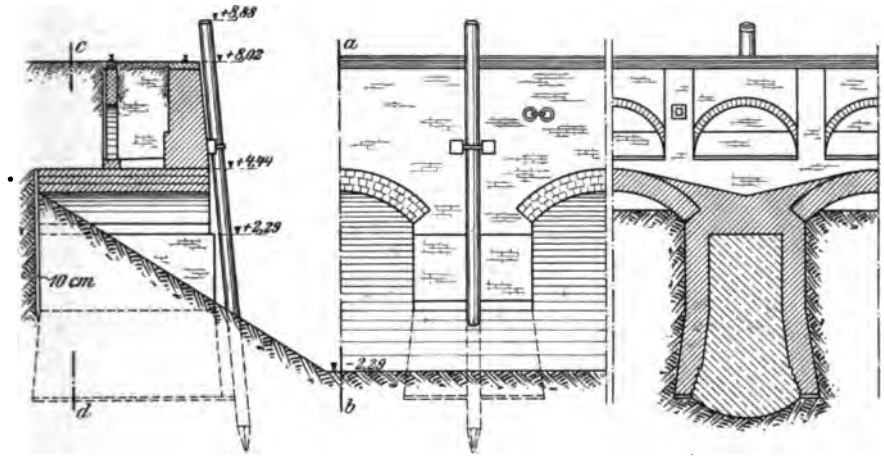


Abb. 309. Kaimauer am Dalmann-Kai in Hamburg.

Schneiden der Zwischenwände weniger tief; dies entstand dadurch, daß zunächst der Kranz der äußeren Wände hergestellt wurde, darauf wurden dann die Balken für die Querwände gelegt und befestigt und endlich auf diese diejenigen für die mittlere Längswand. Ursprünglich waren Brunnenkränze aus Stahl gebraucht worden; da diese sich aber als sehr kostspielig erwiesen und ferner Versuche zeigten, daß jene aus Holz völlig ausreichten, so wurden fast alle Brunnen mit hölzernen Brunnenkränzen versehen. Nach anfänglichen Versuchen, die Brunnenwandungen aus Mauerwerk an Ort und Stelle herzustellen, was sich als sehr zeitraubend herausstellte, wurde ein ähnliches Verfahren wie bei den oben beschriebenen kleeblattförmigen Brunnen gewählt und der Brunnenkörper aus vorher fertiggestellten Betonblöcken gebildet, deren Größe so bemessen war, daß die Fugen jeder folgenden Schicht die der vorhergehenden überdeckten. Die Höhe der einzelnen Schichten betrug 1,105 m; in der Regel waren acht davon erforderlich, um einen Brunnen aufzubauen.

Das Verfüllen der Brunnen erfolgte im unteren Teil mit Beton in einer Mischung 1 : 6, darüber mit Sand und oben in einer Stärke von 0,61 m wieder aus Beton.

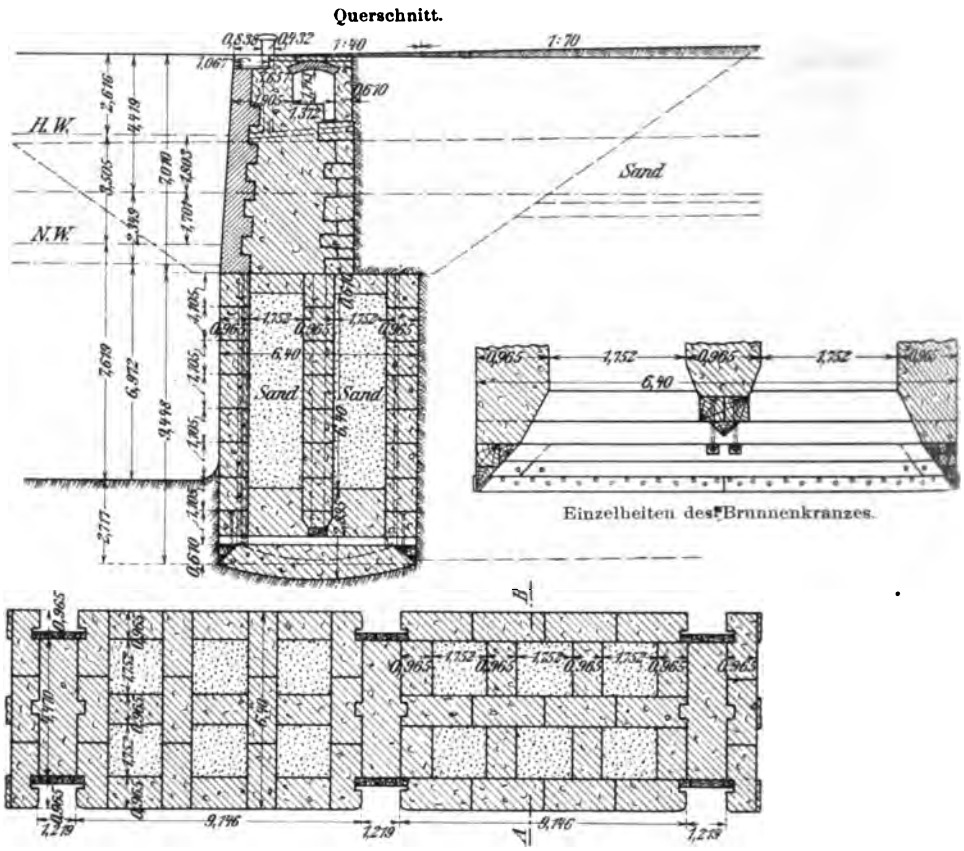


Abb. 310. Kaimauer am Rothesay-Dock in Glasgow.

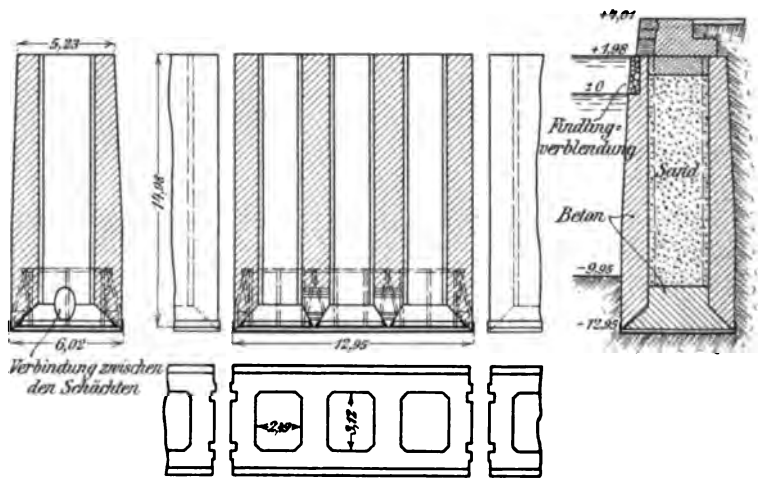


Abb. 311. Kaimauer in Salina Cruz.

Zur Verbindung der in 1,22 m Abstand aufgestellten Brunnen dienten drei Falze, die in den Schmalseiten vorgesehen waren; in die beiden äußeren wurde eine Pfahlwand gerammt, darauf der Hohlraum ausgebaggert und mit Beton ausgefüllt. Der obere Mauerteil wurde aus Beton in einer Mischung 1 : 5 aufgeführt und die Außenseite mit Klinkermauerwerk und die Innenseite mit gewöhnlichen Werksteinen verblendet.

Noch größere Brunnen sind in Salina Cruz, einem mexikanischen Hafen an der Küste des Großen Ozeans ausgeführt worden[1]) (Abb. 311). Sie waren ebenfalls rechteckig gestaltet und besaßen 13,0 m Länge auf 6,0 m Breite; ihre Höhe erreichte 15,0 m. Im Inneren befanden sich drei Hohlräume von 2,50 × 3,10 m Größe. Sie wurden nach dem Absenken, das im

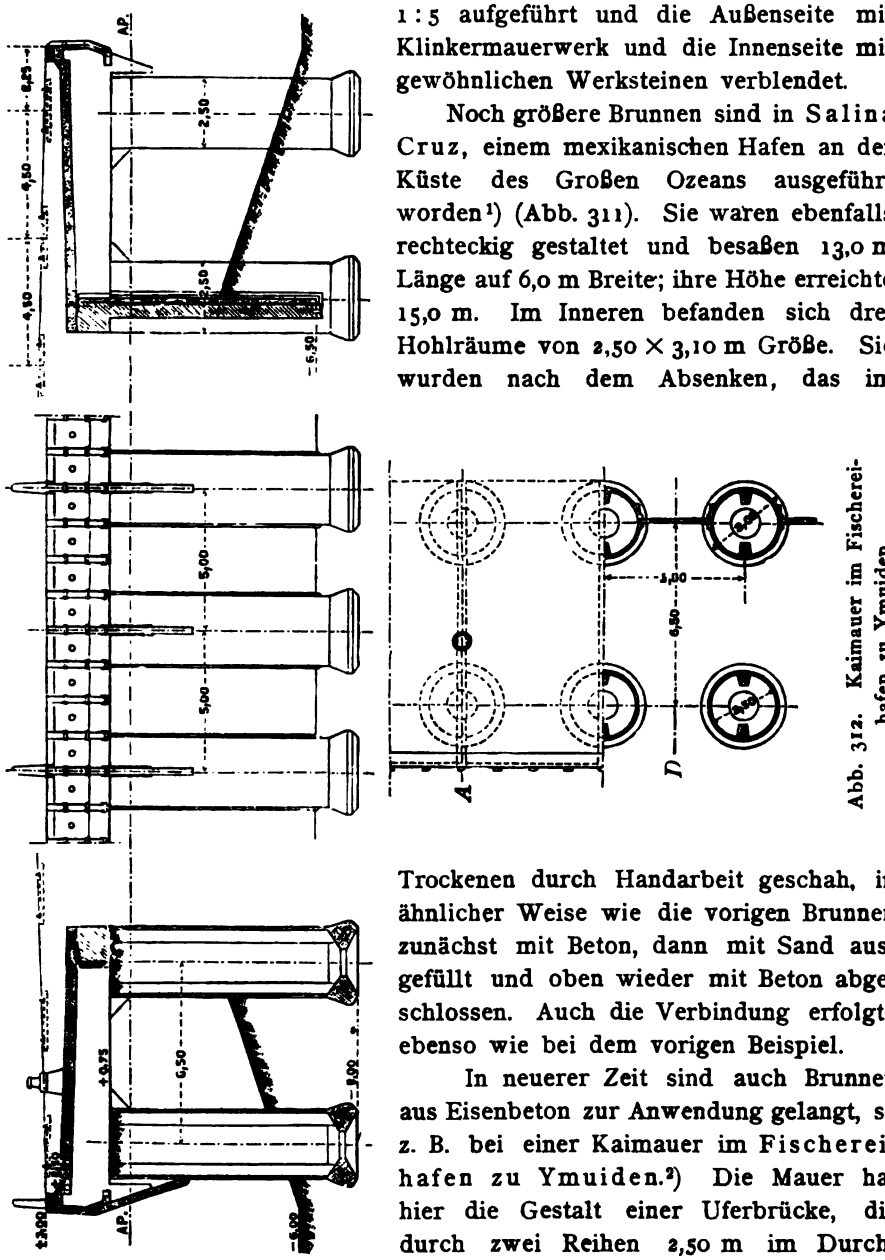


Abb. 312. Kaimauer im Fischereihafen zu Ymuiden.

Trockenen durch Handarbeit geschah, in ähnlicher Weise wie die vorigen Brunnen zunächst mit Beton, dann mit Sand ausgefüllt und oben wieder mit Beton abgeschlossen. Auch die Verbindung erfolgte ebenso wie bei dem vorigen Beispiel.

In neuerer Zeit sind auch Brunnen aus Eisenbeton zur Anwendung gelangt, so z. B. bei einer Kaimauer im Fischereihafen zu Ymuiden.[2]) Die Mauer hat hier die Gestalt einer Uferbrücke, die durch zwei Reihen 2,50 m im Durchmesser haltender kreisförmiger Brunnen unterstützt wird (Abb. 312). Die

[1]) Engineering Record vom 30. März 1907.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 530. — Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 4, S. 120.

Brunnen besitzen am unteren Ende eine Verstärkung, wodurch ihre Grundfläche auf 3,0 m Durchmesser anwächst. Sie stehen in der Längsrichtung in 5.0 m und in der Querrichtung in 6,5 m Abstand von Mitte zu Mitte. Ihre Verbindung erfolgt durch 1,20 bis 1,50 m hohe Querbalken aus Eisenbeton, die sich an der Unterkante mit zwei Vorsprüngen gegen zwei entsprechende Nasen der Brunnen stützen; außerdem greifen auch die Eiseneinlagen der Verstärkungsrippen der Brunnen in die der Querbalken über.

Die obere Überdeckung erfolgt durch 32 cm starke Eisenbetonplatten, auf denen eine 0,5 m hohe Erdauffüllung und zwei Gleise ruhen. An der Wasserseite sind die Querbalken durch eine gekrümmte Eisenbetonwand verbunden, an der Reibehölzer angebracht sind, die tief herunterreichen, um zu verhindern, daß Fahrzeuge sich unter der Mauer festklemmen.

Den hinteren Abschluß bilden Platten, die in Nuten der Brunnen eingeschoben werden und mit Kleierde hinterstampft sind.

Wie die vorstehenden Beispiele zeigen, erfreut die Brunnengründung sich für Kaimauerbauten an Orten, wo weichere Bodenschichten durchfahren werden müssen, um den tragfähigen Baugrund zu erreichen, umfangreicher Anwendung. Dem Verfahren sind aber dadurch Grenzen gesteckt, daß bei größeren Tiefen die Entfernung des Bodens aus den verhältnismäßig engen Hohlräumen schwierig und zeitraubend wird. Über 10 bis 12 m Tiefe hinauszugehen, dürfte sich nicht empfehlen. Das Verfahren verbietet sich ferner, wenn unreiner Baugrund vorhanden ist, da die Beseitigung angetroffener Hindernisse den Baufortgang sehr aufhält und meist auch recht kostspielig wird. Die Brunnengründung ist auch dann nicht anwendbar, wenn der tragfähige Untergrund aus Fels besteht, da durch Baggerung eine sichere Aufstellung der Brunnen auf den Felsboden nicht erreicht werden kann.

In solchen schwierigen Fällen bleibt als einziges, zwar teures, aber sicheres Gründungsmittel die Preßluftgründung übrig. Sie gestattet, über 25 m unter den Wasserspiegel hinabzugehen, und ermöglicht in vollkommenster Weise, die Fundamentfuge zu besichtigen und zu prüfen, um dem Bauwerk eine gesicherte Grundlage zu geben.

Da es sich bei den hier zur Erörterung stehenden Fällen darum handelt, wenig tragfähigen Boden zu durchfahren, so kann im wesentlichen nur die Gründung mit verlorener Arbeitskammer in Betracht kommen. Auf das Verfahren selbst soll hier nicht näher eingegangen werden, da es allgemein bekannt ist und in jedem guten Werke über Grundbau eingehend behandelt wird; es soll nur an einigen Beispielen gezeigt werden, wie es bei dem Bau von Kaimauern auf sehr tief liegendem, tragfähigem Baugrund verwendet wurde.

Unter den mit Hilfe des Preßluftverfahrens gegründeten Mauern kann man zwei Arten unterscheiden, je nachdem die Kaimauer als fortlaufendes Bauwerk von überall gleichem Querschnitt ausgebildet wird oder aus einzelnen Pfeilern besteht, die mit Gewölben oder Platten verbunden werden.

Von der ersten Art ist ein gutes Beispiel die in Antwerpen an dem Scheldekai ausgeführte Mauer (vergl. Band I, S. 95 und Abb. 39).[1])

[1]) Annales des Travaux publics de Belgique 1906, S. 1 bis 90.

Schon bei dem älteren Kai von 3500 m Länge war mit Erfolg Preßluftgründung angewendet worden. Als Untergrund hatte man dabei in großer Mächtigkeit festgelagerten Sand angetroffen Die Bodenuntersuchungen ergaben bei der geplanten Verlängerung das Aufhören des Sandes und das Auftreten einer 50 bis 60 m starken Tonschicht, die dem Oligozän im Tertiär angehörte. Es erschien nach sorgfältigen Untersuchungen zulässig, den Boden bis 3 kg/qcm zu belasten. Nach umfangreichen Voruntersuchungen, bei denen jede nur mögliche Gründungsart für die Mauer erwogen wurde, entschied man sich, das bereits früher angewandte Verfahren der Preßluftgründung erneut zu benutzen, da es nicht wesentlich teurer als andere in Betracht kommende Verfahren wurde und den sichersten Erfolg verbürgte. Die Kaimauer erhielt, nachdem sich bei einem zuerst ausgeführten Stück Bewegungen gezeigt hatten, den durch Abb. 313 dargestellten Querschnitt. Danach wurde die Schneide des 9,50 m breiten Senkkastens bis auf — 10,85 m hinabgeführt und von hier aus noch eine weitere Ausschachtung vorgenommen, die bis — 12,05 m reichte, so daß der tiefste Punkt der Mauer 4,20 m unter der Hafensohle lag. Auf dem aus Eisen hergestellten Senkkasten erhob sich die Mauer, gegen die Vorderkante um 2,50 m zurück tretend, in einer unteren Breite von 6,30 m, die nach oben hin in üblicher Weise abnahm. Die vordere Fläche war im unteren Teil unter 4 : 1, darauf unter 10 : 1 und im oberen Teil unter 20 : 1 geböscht. Als Baustoffe fanden im Senkkasten Zementbeton, von da an bis + 1,0 m Klinkermauerwerk in Zementmörtel und darüber in Traßmörtel Verwendung Die einzelnen Mauerstücke waren 30 m lang und besaßen 5 Einsteigeschächte, die später mit Zementbeton ausgefüllt wurden. Der Abstand der einzelnen Stücke von einander betrug unten 0,40 m und nahm nach oben bis auf 1,10 m zu. An den Stirnseiten wurden 2 Rinnen von 0,40 × 0,80 m Größe ausgeführt, die später mit Beton ausgefüllt wurden und eine sichere Verbindung der Mauerstücke bewirken sollten.

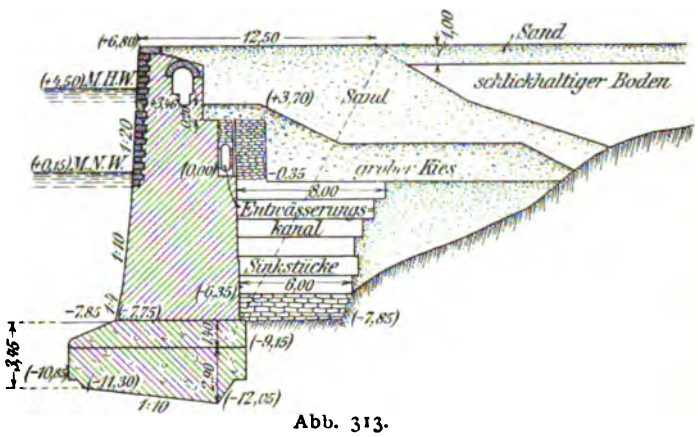


Abb. 313.
Querschnitt der Kaimauer vom Scheldekai in Antwerpen.

Die Außenfläche des oberen Mauerteils wurde mit Granitwerksteinen verblendet. Ein Teil der Ansicht, des Längsschnitts und des Grundrisses wird durch Abb 314 erläutert.

Um den anfänglich eingetretenen Verschiebungen der Mauer, die an einer Stelle 1,633 m erreichten und in der Hauptsache in einem Gleiten der Mauer, nicht aber in einem Versinken bestanden, vorzubeugen, wurde die Hinterfüllung mit großer Sorgfalt so ausgebildet, daß sie nur einen geringen Druck

auf die Mauer ausüben konnte. Zu dem Zweck wurde hinter der Mauer bis zur Tiefe der Hafensohle ein 5 bis 6 m breiter Graben durch Baggerung hergestellt, der in 1,50 m Höhe mit einer Steinpackung ausgefüllt wurde; darauf wurden 6 je 1,0 m hohe Sinkstücke aus Faschinen verlegt, mit Sand eingeschlämmt und hinterfüllt (Abb. 313). Ferner wurde auf dem in Höhe des M.N.W. liegenden hinteren Mauerabsatz ein durchlöcherter Betonkanal aufgestellt, mit Trockenmauerwerk aus natürlichen Steinen umgeben und in der dargestellten Weise mit grobem Kies eingeschüttet. An diese Kiesschüttung schloß sich in Abständen von je 30 m ein landeinwärts geführter Kiesdamm an, welcher den rückwärtigen Teil der Hinterfüllungserde entwässern und das Wasser

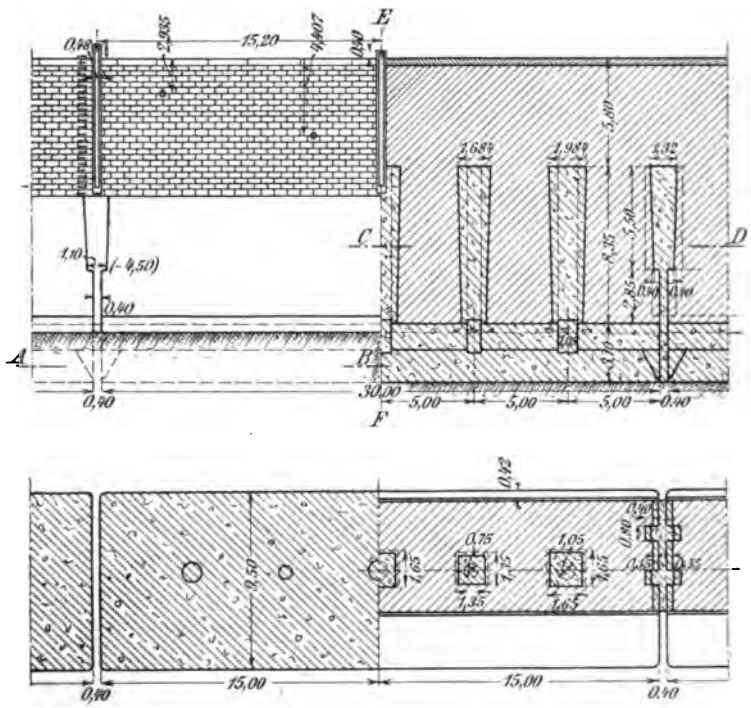


Abb. 314. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß der Kaimauer vom Scheldekai in Antwerpen.

dem Sammelkanal zuführen sollte. Im übrigen erfolgte die weitere Hinterfüllung in der Nähe der Mauer mit Sand und erst weiterhin mit dem reichlich zur Verfügung stehenden tonhaltigen Boden. Auch dieser Teil wurde überall mit einer 1,0 m hohen Sandschicht abgedeckt.

Die gleichen Maßnahmen wurden an den ausgewichenen Teilen in noch umfangreicherer Weise angewendet und außerdem die Hafensohle in einer Breite von 7,0 m mit einer 1,30 m hohen Schicht von Bleisteinstücken (Raumgewicht 2,5 bis 2,8) belastet.

Alle diese Maßnahmen sind von gutem Erfolg begleitet gewesen und haben die Standsicherheit der Mauer, die vom tiefsten Punkt der Gründung bis zur Oberkante eine Höhe von 18,85 m besitzt, gewährleistet.

Der für die Anfüllung der Senkkasten und der Fugen zwischen den einzelnen Mauerstücken verwendete Beton bestand aus 6 Raumteilen Kies und 4 Raumteilen Mörtel, wobei dieser aus 600 kg Zement auf 1 cbm Sand gemischt wurde. Für die Ausfüllung der Schächte wurde das gleiche Mischungsverhältnis zwischen Kies und Mörtel gewählt, doch kamen bei dem Mörtel auf 1 cbm Sand nur 400 kg Zement.

Der Bauvorgang spielte sich in folgender Weise ab: Zunächst wurden die Arbeitskammern aus Eisen zusammengenietet. Sie hatten eine Höhe von

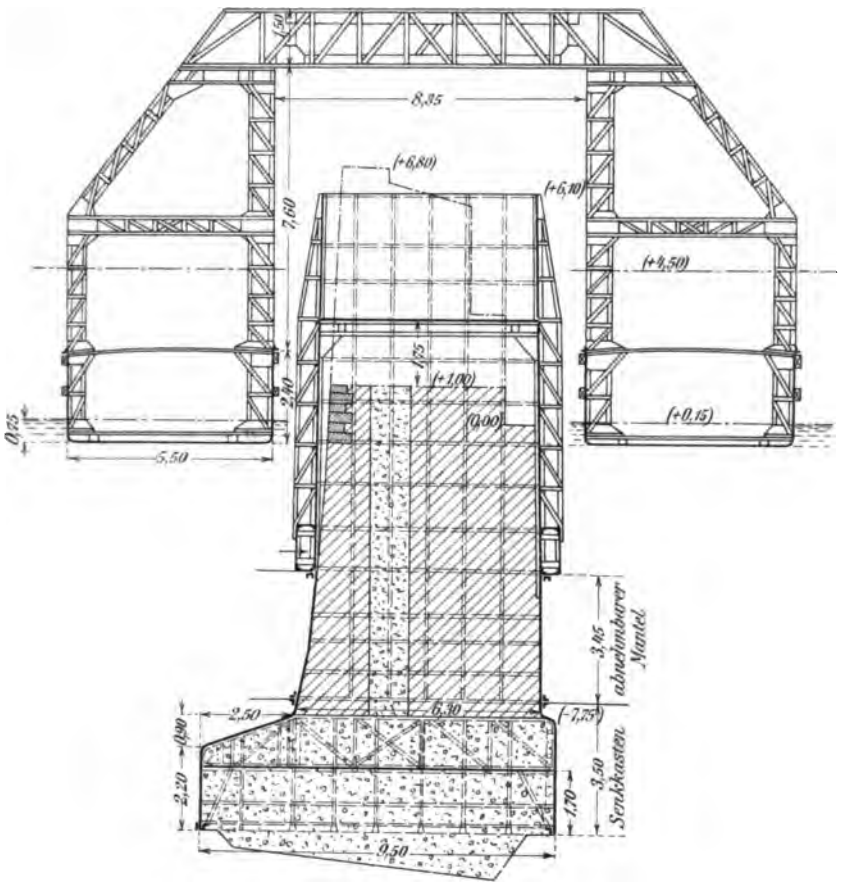


Abb. 315. Bauvorgang der Kaimauer vom Scheldekai in Antwerpen.

3,50 m einschließlich der Decke und eines anschließenden, in die Form der Mauer überführenden Stückes. An den Arbeitskasten wurden eiserne Schutzmäntel angeschlossen, von denen der untere, 3,45 m hohe aus zusammengeschraubten, mit Winkeleisen verstärkten Blechtafeln bestand und gewissermaßen als Schalung für den Mauerteil bis zu seiner Oberkante diente.

Dieser Mantel wurde mit der Arbeitskammer unter Verwendung einer dichtenden Zwischenlage aus mit Talg durchtränktem Werg und leicht lösbarer Schraubenbolzen verbunden, ehe sie zu Wasser gelassen wurden. Unter seinem Eigengewicht schwamm der Senkkasten rund 2,0 m tief; nun wurde die

Decke nach und nach mit Beton ausgefüllt und auch das Mauerwerk des unteren Mauerstückes begonnen, bis der Freibord der Vorrichtung nur noch 0,80 m betrug. Im Mauerwerk wurden dabei an geeigneten Stellen Aussparungen vorgenommen und so vorgegangen, daß die untere Kante der Schneide stets wagerecht blieb. Darauf wurde über den schwimmenden Körper ein beweglicher Fangedamm gefahren, der mit Ketten an einem von zwei eisernen Schiffsgefäßen getragenen Eisengerüst hing. Diese beweglichen Fangedämme (Abb. 315) bestanden aus rechtwinkligen eisernen Kasten von 29,3 m Länge und 7,08 m Breite. Die Seitenwände waren aus 8 mm starken Blechtafeln gebildet und im Inneren durch Winkel und an den Außenseiten durch eisernes Gitterwerk verstärkt. Am unteren Umfang führte ein 1,20 m hoher und 0,50 m breiter, durch Eisen luftdicht abgeschlossener Gang herum, der durch vier an den Längsseiten außen angebrachte Schächte für Arbeiter zugänglich war. Mit der Unterfläche dieses Ganges setzte sich der Fangedamm auf die Oberkante des vorgenannten Schutzmantels säumende U-Eisen auf, mit denen er vom Inneren des Ganges aus verschraubt werden konnte. Die Schächte waren oben mit Einrichtungen versehen, um Preßluft einführen zu können und dadurch im Bedarfsfalle die Gänge wasserfrei zu halten.

Die Höhe des beweglichen Fangedammes beträgt 6,65 m; seine Decke besteht aus 5 mm starkem Eisenblech, das durch starke Querträger gestützt wird. Diese Plattform durchbrechen 5 die ganze Breite des Kastens einnehmende Schächte von 3,35 m Höhe, die oben offen sind und den Zugang zu dem Inneren ermöglichen. Die Höhe des Fangedammes ist so bemessen, daß er, wenn die Schneide der Arbeitskammer die geplante Tiefe von — 10,85 m erreicht, auf + 6,1 m liegt und damit die Springfluthöhe überragt. Für ungewöhnlich hohe Fluten sind Aufsätze vorbereitet worden, um im Notfalle die Wände der Schächte erhöhen zu können.

Die Lage der Schächte des Fangedammes stimmt mit derjenigen der Einsteigeschächte zu der Preßluftkammer überein. Die beiden das Aufhänge-Eisengerüst tragenden Schiffsgefäße dienen ebenso wie die Plattform des Gerüstes zur Aufnahme der für den Baubetrieb erforderlichen Maschinen.

In den Seitenwänden des Fangedammes sind eine große Anzahl kleiner Öffnungen zum Einfahren von Baustoffen angebracht; sie werden in dem Maße wasserdicht verschlossen, in welchem die Fangedämme in das Wasser einsinken.

Nachdem dieser Fangedamm auf der mit dem Schutzmantel versehenen Arbeitskammer aufgebracht und verschraubt ist, wird die Mauerarbeit im Schutze dieser Vorrichtungen fortgesetzt. Dabei macht das ganze Bauwerk die regelmäßigen Schwankungen des Wasserstandes mit; eine Zeitlang setzt es sich bei N.W. auf den durch Baggerung in der Höhe — 7,85 m vorbereiteten Baugrund. um bei steigendem Wasser wieder aufzuschwimmen, bis endlich das Gewicht der Übermauerung so groß geworden ist, daß die Arbeitskammer den Boden nicht mehr verläßt. Von diesem Zeitpunkt an werden die Luftschleusen auf die Schächte gesetzt, Preßluft eingeblasen und die Absenkung der Mauer begonnen. Nach Beendigung dieser Arbeit und Ausbetonierung der Arbeitskammer werden die Verbindungen des Schutzmantels und des Fange-

dammes gelöst, erstere durch Taucher, letztere von dem beschriebenen Gange aus, und beide mit Hilfe des schwimmenden Gerüstes abgehoben und erneut verwendet.

Die Ausfüllung der Schlitze zwischen den einzelnen Mauerkörpern erfolgte durch Kastenschüttung, nachdem sie durch eingeschobene Holztafeln abgeschlossen worden waren. Weitere Einzelheiten sind in der angegebenen Veröffentlichung zu finden.

Die Kosten für 1 m der Kaimauer haben sich auf rund 3600 Mark herausgestellt, aber ohne alle Nebenarbeiten für die Hinterfüllung usw. Werden alle diese Arbeiten mit hinzugerechnet, so stellt sich der Einheitspreis reichlich doppelt so hoch.

Vertreter der zweiten Gruppe von Kaimauern mit Preßluftgründung, bei denen nur einzelne Pfeiler wegen der sehr tiefen Lage des tragfähigen Grundes ausgeführt wurden, die man dann mit Gewölben verband, findet man im Hafen von Bordeaux, die als Gegenstück zu den soeben beschriebenen großartigen Leistungen der Ingenieurbaukunst angeführt werden können.[1]) Diese Bauweise ist überall da angebracht, wo weicher Schlamm in großer Stärke vorhanden ist und der tragfähige Grund sehr tief liegt.

Die in der Regel im Hafen von Bordeaux angetroffenen Bodenschichten bestehen zumeist aus einer sehr mächtigen Schlickschicht, darauffolgenden schwächeren Schichten von Sand, Kies oder Sand und Kies, entweder rein oder mehr oder weniger mit Schlick gemischt. Darunter wird in wechselnder Tiefe, im Mittel auf Ordinate — 15,60 m unter M.N.W. (Abb. 316), fester grüner Mergel angetroffen, der in der Regel von schwachen Schichten von weißem Mergel überlagert wird. Von diesen Ablagerungen sind die oberen schwächeren außerordentlich weich; sie nehmen mit der Tiefe an Tragfähigkeit zu, so daß man in Tiefen von 7 bis 9 m so viel Festigkeit findet, daß der Boden einen Steindamm mit einer Mauerbekrönung und einer Steinschutthinterfüllung tragen kann. Die geschilderten Verhältnisse bilden die Regel an dem linken Ufer der Garonne; an dem rechten Ufer sind die Bodenschichten streckenweise günstiger gelagert, indem dort auch Kiesschichten größerer Mächtigkeit in 7 bis 9 m Tiefe angetroffen werden. Infolgedessen schwanken die Gründungstiefen auf dem linken Garonneufer zwischen 13 und 18,0 m und auf dem rechten und in den Hafenbecken um 9,50 m herum; daraus ergeben sich an den Flußufern Mauerhöhen von 20 bis 25 m, die 9 bis 12 m durch schlickigen Boden hindurchgehen, und in den Hafenbecken solche von 16 bis 17 m, die nur in 7 bis 9 m Höhe den Druck der weichen Schichten auszuhalten haben.

Für den Bau von Kaimauern am Garonneufer kommt noch hinzu, daß die Tideströmungen im Flusse Werte von 3 und 4 m/Sek. zur Zeit der Springfluten erreichen und daß die Flut in Gestalt einer Bore mascaret von 0,7 m Höhe und 10 Minuten Dauer auftritt, so daß die an der Mauer vertauten Schiffe einen bedeutenden Zug auf die Mauer ausüben, der auf 10 t für 1 m Mauer geschätzt wird.

Aus diesen Verhältnissen und den besonderen Bedingungen des Verkehrs an dem einzelnen Kai heraus erwuchs die Lösung der vorliegenden Aufgabe

[1]) Annales des Ponts et Chaussées, Partie Technique, 1912, IV, S. 121, Taf. 25 u. 26.

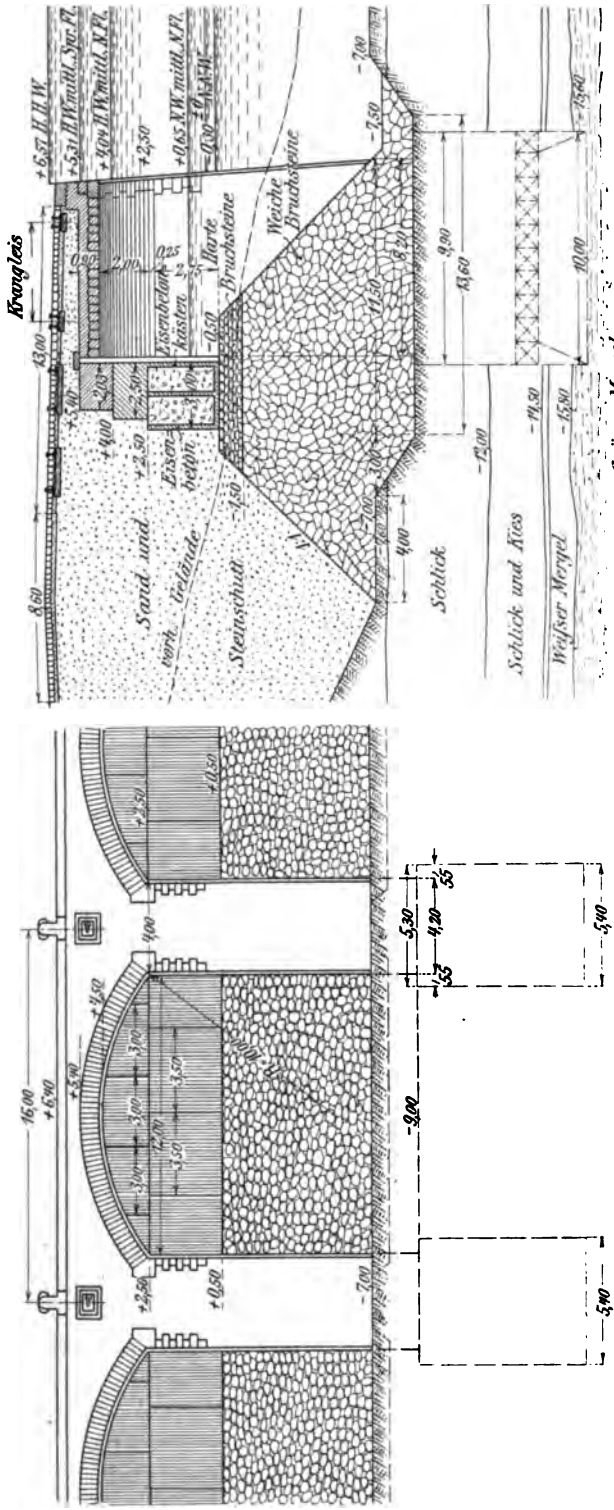


Abb. 316. Kaimauer aus dem Hafen von Bordeaux am Kai von Bourgogne. Querschnitt und Ansicht.

in der Weise, daß unmittelbar am Ufer zunächst ein Werk errichtet wurde, das in der Hauptsache den Kranschienen und unter Umständen auch einem Eisenbahngleis Unterstützung gewährte, ferner dem Anlegen diente und die erforderlichen Punkte zum Festmachen besaß, und daß dahinter ein zweites Werk errichtet wurde, das den Schub der Hinterfüllungserde aufzunehmen hatte.

Für das erste Werk ergibt sich daher nur die Forderung nach einer zusammenhängenden Plattform, nicht aber die nach einer zusammenhängenden Gründung, es konnte daher in Gestalt einer Uferbrücke aus einzelnen, durch Gewölbe verbundenen Pfeilern hergestellt werden. Das zweite Werk dagegen mußte in der ganzen Länge des Ufers ohne Unterbrechung durchlaufen.

Auf diese Weise wurde eine billigere Lösung erreicht, als wenn man beide Aufgaben durch eine durchlaufend gegründete zusammenhängende Mauer erfüllt hätte, zumal diese infolge des sehr großen, schwer

schätzbaren Druckes der hinter der Mauer befindlichen Schlammschichten ungewöhnlich starke Abmessungen hätte erhalten müssen und doch immer noch von zweifelhafter Standsicherheit gewesen sein würde.

Die in Bordeaux ausgeführten, den geschilderten Gesichtspunkten Rechnung tragenden Kaimauern erstreben eine völlige Unabhängigkeit zwischen der Uferbrücke und dem Abschlußdamm gegen die Hinterfüllungserde. Ein Beispiel für die Ausführung dieses Baugedankens zeigt der sogenannte Kai von Bourgogne (Abb. 316). Die Uferbrücke besteht aus Pfeilern von 4 m Breite und 8,20 m Tiefe. Ihre Entfernung beträgt 12,0 m; sie sind unter Vergrößerung dieser Maße bis auf 5,4 bezw. 10,6 m durch Preßluft mit verlorenen Arbeitskammern bis zu der jeweiligen Lage widerstandsfähiger Schichten des grünen Mergels, im Mittel bis zur Tiefe — 15,60 m hinabgeführt worden. Ihre Verbindung erfolgte durch 0,90 m starke Gewölbe von $^1/_6$ Pfeilhöhe. Für den Abstand der Pfeiler war in erster Linie maßgebend, daß die Befestigungspunkte für die Schiffe, die auf jedem Pfeiler in Gestalt von Halteringen und Pollern angebracht wurden, einen angemessenen Abstand erhielten. In zweiter Linie wurde auf die Länge kleiner, häufig an den Mauern anlegender Binnenfahrzeuge, sog. „Gabarres", Rücksicht genommen, deren Länge 15 bis 17 m beträgt.

In Abständen von 200 bis 270 m sind Sicherheitspfeiler von 2,5 mal größerer Stärke vorgesehen worden.

Der Schutzdamm besteht aus einem Steindamm von der aus der Abbildung ersichtlichen Gestalt, der im unteren Teil aus weicheren, im oberen aber aus besonders harten Steinen zusammengesetzt ist. Auf diesem Damm ruht eine Reihe von Betonblöcken, die aus Eisenbeton-Schwimmkasten mit magerer Betonfüllung hergestellt wurden. Auf diesen Blöcken wurden an Ort und Stelle zwei weitere Reihen von Blöcken aufgemauert. Es ist dafür Sorge getragen worden, daß diese Mauer die Pfeiler der Uferbrücke nicht berührt. Die Hinterfüllung des Schutzdammes erfolgte mit Sand und Gesteinstrümmern.

Zur Befestigung der Schiffe sind an jedem Pfeiler ein eiserner Poller und ein Haltering angebracht worden. Die über den Pfeilern und Gewölben im Querschnitt erkennbaren Schienen sind für fahrbare Krane bestimmt. Die dahinterliegenden Eisenbahngleise ruhen auf der Betonmauer des Schutzdammes bezw. auf der Sandhinterfüllung.

Denselben Grundgedanken wie bei dem vorigen Beispiel findet man auch bei der in dem geschlossenen Hafenbecken Nr. 2 ausgeführten Kaimauer. Hier wurde der erfolgreiche Versuch gemacht, die kostspieligen eisernen Senkkasten durch solche aus Beton mit Eisenbewehrung zu ersetzen, wie Abb. 317 zeigt. Es wurde zunächst die Absenkung der einzelnen gemauerten Brunnen mit Hilfe eines Greifbaggers soweit als möglich getrieben und erst, wenn dies Verfahren nicht mehr glückte, durch Einbau einer Eisenbetondecke zur Preßluftgründung übergegangen. Auf diese Weise konnten alle Brunnen bis in die erforderliche Tiefe, wo sie tragfähigen Kies erreichten, gebracht werden. Der Abstand der 4,5 m breiten Brunnen betrug 11,5 m, ihre Tiefe 7,0 m.

Zum Abschluß der Öffnungen zwischen den Pfeilern wurden bei dieser Mauer, da die Verhältnisse etwas günstiger lagen als bei der vorbeschriebenen, auf Pfahlrost ruhende Eisenbeton-Winkelstützmauern verwendet, wie es die

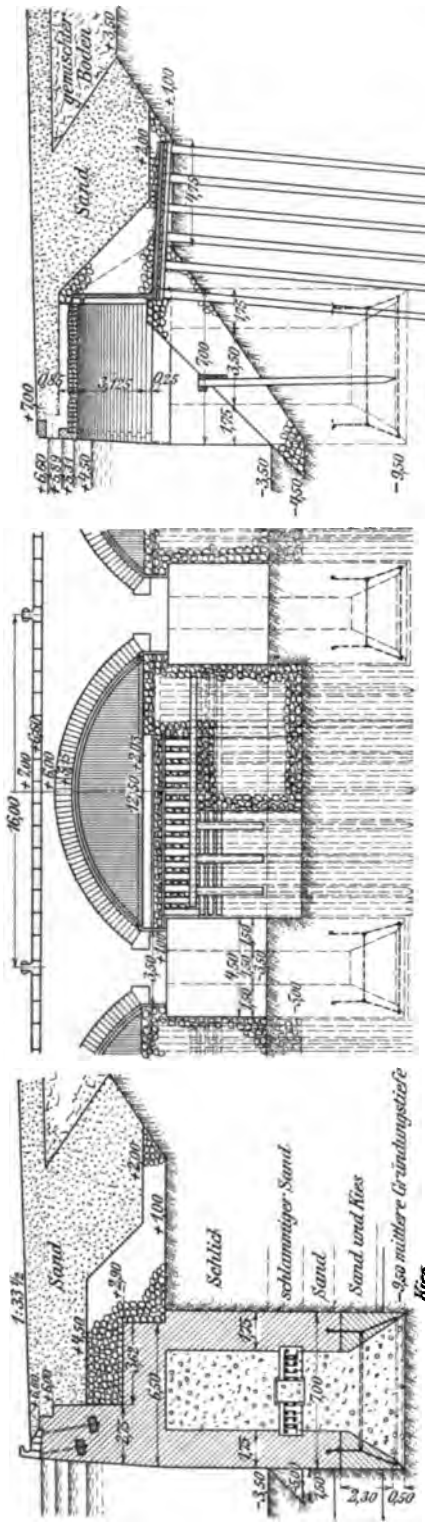


Abb. 317. Kaimauer aus dem Hafen von Bordeaux vom Hafenbecken 2, Ansicht und Querschnitte.

rechte Zeichnung der Abb. 317 darstellt. Vor dieser Mauer wurde eine kräftige Steinschüttung bis 2,0 m unter die Hafensohle angebracht; der Raum hinter der Mauer wurde ebenfalls mit Stein-

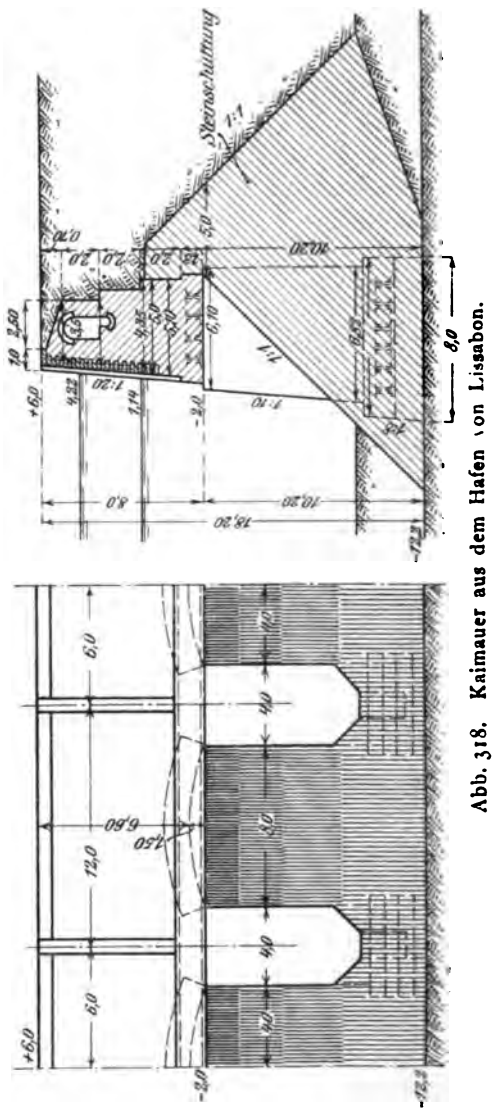


Abb. 318. Kaimauer aus dem Hafen von Lissabon.

schutt und Kies ausgefüllt. Der zwischen der Winkelstützmauer und den Gewölben verbleibende Raum von 0,20 m Breite wurde durch eine Eisenplatte abgedeckt, um beide Bauwerke unabhängig voneinander zu halten.

Auch in Lissabon sind Kaimauern aus einzelnen überbrückten Pfeilern, die mit Preßluft gegründet wurden, errichtet worden (Abb. 318). Die Stärke der Pfeiler beträgt auch hier 4 m, ihr Abstand aber nur 8 m. Die Pfeiler wurden nur bis zur Höhe von 2 m unter M.N.W. hochgeführt und in dieser Höhe miteinander verbunden, indem man bei H.W. eiserne, schwimmend herangebrachte Kasten daraufsetzte, in deren Schutz die Verbindungsgewölbe und der daraufliegende Mauerteil bis über M.N.W. ausgeführt wurde. Darüber hinaus wurde das Bauwerk in Tidearbeit vollendet. Der Zwischenraum der einzelnen Mauerstücke wurde, nachdem sie vorn und hinten durch Platten abgedichtet waren, durch Schüttbeton geschlossen.

An Stelle der eisernen Verbindungsträger oder der Gewölbe können auch Eisenbetonbalken Verwendung finden.

γ) *Kaimauern auf nicht tragfähigem Baugrunde.* Wenn ein tragfähiger Baugrund nicht vorhanden oder nicht erreichbar ist, dann gehört die Herstellung von Kaimauern zu den allerschwierigsten Aufgaben. Das Verfahren, das in solchen Fällen zur Anwendung gelangt, besteht darin, daß man die oberen weichen Schichten durch Baggerung soweit als möglich entfernt und durch Sand- oder Steinschüttungen ersetzt. Beide werden zweckmäßig zunächst höher ausgeführt, als es für das Bauwerk erforderlich ist, um durch ihr Gewicht den nachgiebigen Boden zusammenzupressen. Bisweilen werden auch auf die Steinschüttungen Reihen von künstlichen Blöcken aufgebracht, die ein größeres Gewicht darstellen als die spätere Mauer, um den Boden stärker zu belasten und zusammenzudrücken, als es später durch die Mauer selbst geschieht, damit etwaige Setzungen vermieden werden.

Als weiteres Mittel zur Verdichtung des Bodens kommt an Orten, wo Holzschädlinge nicht auftreten, die Rammung von Pfählen in Betracht. Endlich wird man danach streben, das Gewicht der Mauern so gering als möglich zu halten; hierfür ist in dem Eisenbeton der geeignete Baustoff gegeben, der die Herstellung hohler und doch durchaus standfester Körper gestattet.

Außerdem wird man danach streben müssen, den Druck der Hinterfüllungserde von dem Bauwerk fernzuhalten, wozu Sand-, Steinschutt- oder Faschinendämme in Betracht kommen können.

Von dem Verfahren der Sandschüttung und eines Faschinendammes unter gleichzeitiger Verdichtung des Bodens durch Pfähle ist in dem bereits auf S. 209 und durch Abb. 256 wiedergegebenen Beispiel einer Kaimauer im Hafen von Rotterdam eine Vorstellung gegeben worden. Die durchrammten Faschinen bezw. die Sandschüttung geben gleichzeitig den Pfählen die erforderliche Seitensteifigkeit.

Lediglich eine vorbelastende Sandschüttung zeigt die Ufermauer von Nörresundby auf S. 238 und Abb. 288.

Ein Beispiel für die Anwendung eines hohlen Eisenbetonkörpers an Stelle eines gemauerten Oberteils, um den Pfahlrost möglichst wenig zu belasten, bildet der Umbau der Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam. Die bestehende Mauer war auf größerer Länge gerissen, versackt und ausgewichen, so daß der obere Teil abgebrochen werden mußte. Da dem bestehenden Pfahlrost eine größere Auflast nicht zugemutet werden konnte und es auch

nicht ratsam schien, vor ihm, wie es nötig war, eine größere Wassertiefe herzustellen, so wurde der Rost nach der Wasserseite zu durch einen neuen, mit sehr langen Pfählen hergestellten Rost verbreitert (Abb. 319). Auf den so vorbereiteten Rost wurde nun der obere, aus einem Eisenbetonschwimmkasten bestehende Aufbau von 40 m Länge und 10 m Breite bei H.W. hinaufgeflößt. Diese Kästen durften nicht gleich in voller Höhe hergestellt werden, da sie sonst einen zu großen Tiefgang besessen hätten, sie wurden daher zunächst 1,5 m hoch gemacht und an Ort und Stelle vollendet. Auf der Oberfläche des Kastens fand eine kleine Stirnmauer und auf einer Sandschüttung ein Kran und ein Eisenbahngleis Platz. Durch die geschilderten Maßnahmen wurde erreicht, daß der Pfahlrost nur sehr gering belastet wurde, da das Eigengewicht des Eisenbetonkörpers nur 2 t je qm betrug. Da die Besorgnis nahelag, daß der Kasten bei ungewöhnlich hohen Wasserständen auftreiben konnte, so erhielt er Öffnungen, die das Wasser in ihn ein- und austreten lassen.

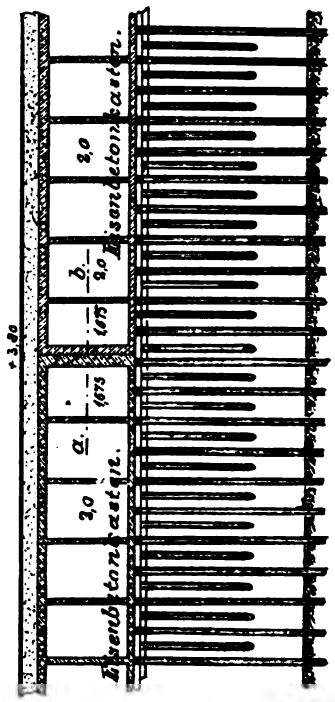
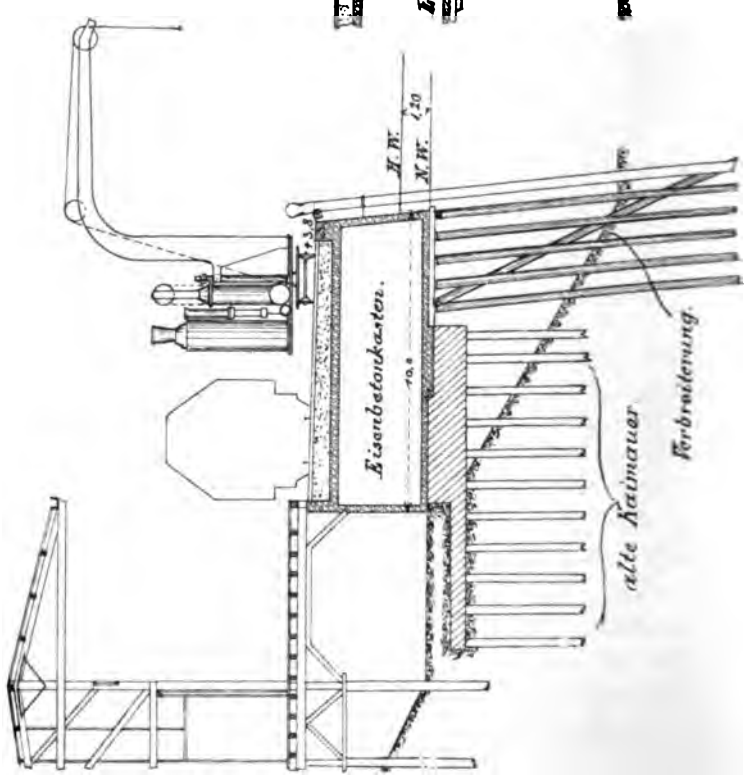


Abb. 319. Kaimauer am Eisenbahnhafen in Rotterdam.

Weitere Beispiele für die Errichtung von Kaimauern auf nachgiebigem Baugrund finden sich in den Häfen von Spezzia, Montevideo und Triest, welche die hierbei auftretenden Schwierigkeiten in vollem Umfange erkennen lassen.[1])

Wie Abb. 320



[1]) E. Barberis, Sulla Costruzione dei Muri di Approdo su Fondo Fangoso, Rom 1909.

an dem Entwurf Kaimauer des Hafens von Montevideo zeigt, ist das Bestreben bei der Planung der Ufereinfassung dahin gerichtet gewesen, das Gewicht des Bauwerks auf eine möglichst breite Basis zu stellen, um die Belastung des weichen Untergrundes nicht größer werden zu lassen, als er es ertragen kann. Zu dem Zweck soll im Zuge der Kaimauer der weiche Untergrund bis 15 m Tiefe durch Baggerung entfernt und, wie die Abbildung zeigt, durch eine 1,50 m starke Kiesschicht, darauf mit einer ebenso starken Schotterschicht bedeckt werden. Auf dieser Unterlage soll sich eine 2,5 m starke Steinschüttung aus Stücken von 5 bis 50 kg Gewicht erheben, deren Oberkante das Fundament für die aus künstlichen Blöcken zusammengesetzte Mauer bildet. Auf der Rückseite der Mauer wurde bis zu ihrer halben Höhe ein Steindamm geplant, welcher den Druck der Hinterfüllungserde zum größten Teil aufnehmen soll. Der obere Teil der Hinterfüllung besteht in der Nähe der Mauer aus Steinschutt, um die Mauer einem möglichst geringen Druck auszusetzen.

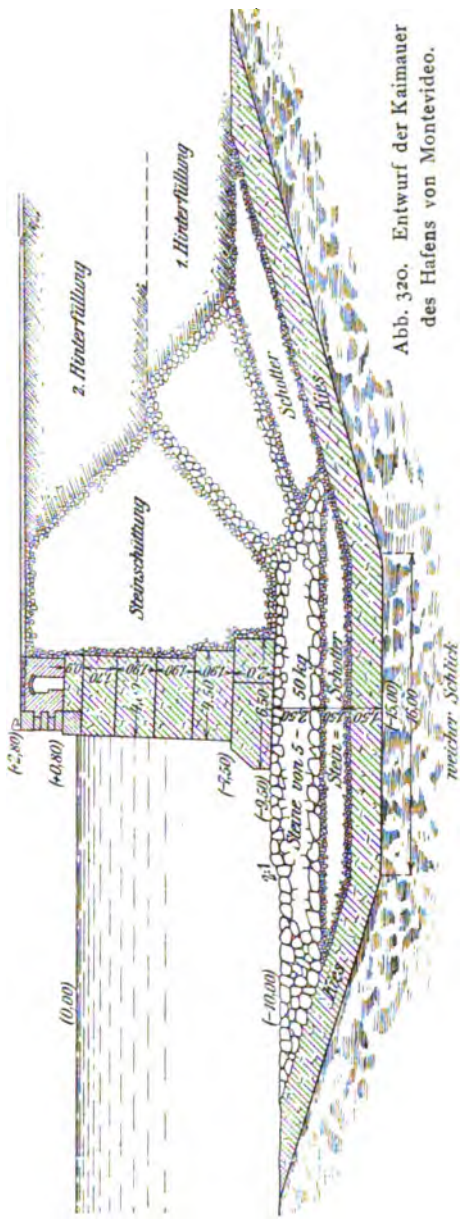


Abb. 320. Entwurf der Kaimauer des Hafens von Montevideo.

Ob die Mauer in der beschriebenen Form ausgeführt ist und sich bewährt hat, konnte nicht in Erfahrung gebracht werden.

Auf einen Umstand, der unter den geschilderten Verhältnissen eine Rolle spielt, sei jedoch noch hingewiesen. Betrachtet man einen solchen Mauerquerschnitt, wie den durch Abb. 320 dargestellten, und vergleicht den Zustand nach Errichtung der Mauer mit dem früheren, bei dem in den Schlammschichten völliges Gleichgewicht vorhanden war, so erkennt man leicht, daß durch den Bau eine dauernde Störung des Gleichgewichts hervorgerufen wird. Nimmt man auch an, daß das Gewicht der Mauer den Boden infolge der verteilenden Wirkung der künstlich aufgebrachten Schichten nicht stärker als vorher belastet, so ist das Gleiche zweifellos hinter der Mauer infolge der Belastung durch die Hinterfüllungserde nicht mehr der Fall. Infolgedessen wird bei

nachgiebigem Boden vor der Mauer die Neigung zu Aufquellungen des Bodens bestehen, wie sie tatsächlich in mehreren Fällen in Spezzia und Triest eingetreten sind. Man wird daher bei sehr weichem Untergrund auch daran denken müssen, den Boden vor der Mauer durch eine Steinschüttung zu belasten, wie es z. B. der für Spezzia nach einer Reihe von üblen Erfahrungen abgeänderte und durch Abb. 321 dargestellte Kaimauerquerschnitt zeigt. Aber auch diese Vorsichtsmaßregel erwies sich hier nicht als erfolgreich, indem die Mauer zweimal ins Rutschen geriet. Zu bemerken ist noch, daß diese Bewegungen fast immer plötzlich auftreten. In Spezzia hat man schließlich die Ausführung der Kaimauer an der geplanten Stelle aufgeben müssen. Ähnlich ungünstige Erfahrungen sind auch in Triest gemacht worden; ihre Schilderung ist eingehend in der angezogenen, sehr lesenswerten italienischen Quelle behandelt worden.

Trotz aller Mißerfolge hat man es aber sowohl in Spezzia als auch in Triest nicht aufgegeben, die gestellten Aufgaben zu lösen, und schließlich doch

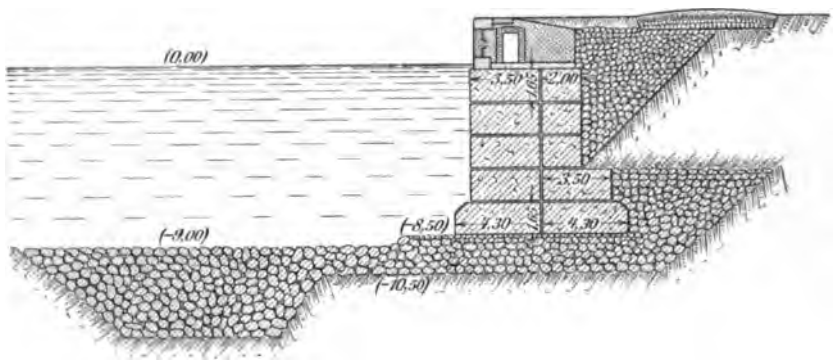


Abb. 321. Kaimauer aus dem Hafen von Spezzia.

noch Erfolge erreicht, indem man dazu überging, die Kaimauern, ähnlich wie dies bei Bohlwerken geschieht, zu verankern. Ein Beispiel hierfür bietet die Herstellung des Kai Varicella in Spezzia, der durch die drei Darstellungen der Abb. 322 erläutert wird. Die erste Darstellung zeigt den Anfangszustand, bei welchem die den Unterbau der Mauer bildenden Betonblöcke bereits versetzt und durch zwei Reihen größerer, über Wasser liegender Blöcke belastet sind. Nach etwa drei Jahren war der in der zweiten Darstellung gestrichelt gezeichnete Zustand eingetreten. Es wurden nun die oberen fünf Blockreihen entfernt, eine neue ausgleichende Steinschüttung hergestellt und die Mauer erneut in der ursprünglichen Gestalt errichtet. Hierbei wurde aber die vorletzte Blockreihe durch 50 m lange Anker von 75 mm Durchmesser in 10 m Abstand gegen Betonblöcke verankert. Trotzdem dauerten die Bewegungen an, wobei die Anker sich in den Boden einschnitten, ohne jedoch zu brechen. Nachdem nun nach längerer Beobachtung ein Ruhezustand eingetreten war, wurden alle Blöcke bis auf die beiden untersten Reihen entfernt und ein keilförmiger Block versetzt, um eine wagerechte Oberfläche herzustellen. Darauf kamen dann die für die endgültige Mauer bestimmten Blöcke. Die unterste Schicht der regelmäßigen Blöcke wurde durch je zwei Anker gesichert und

nun die Mauer vollendet, so daß der in der dritten Darstellung wiedergegebene Zustand, welcher die Erreichung des Zieles darstellt, entstand.

In ähnlicher Weise sind Anker bei dem Bau der südlichen Hafenzunge Nr. 1 zur Anwendung gelangt. Wie Abb. 323 zeigt, hat die Hafenzunge nur eine Breite von 30 m, es bot sich daher Gelegenheit, die beiden Mauern gegeneinander zu verankern: die Anker hatten 70 bis 75 mm Durch-

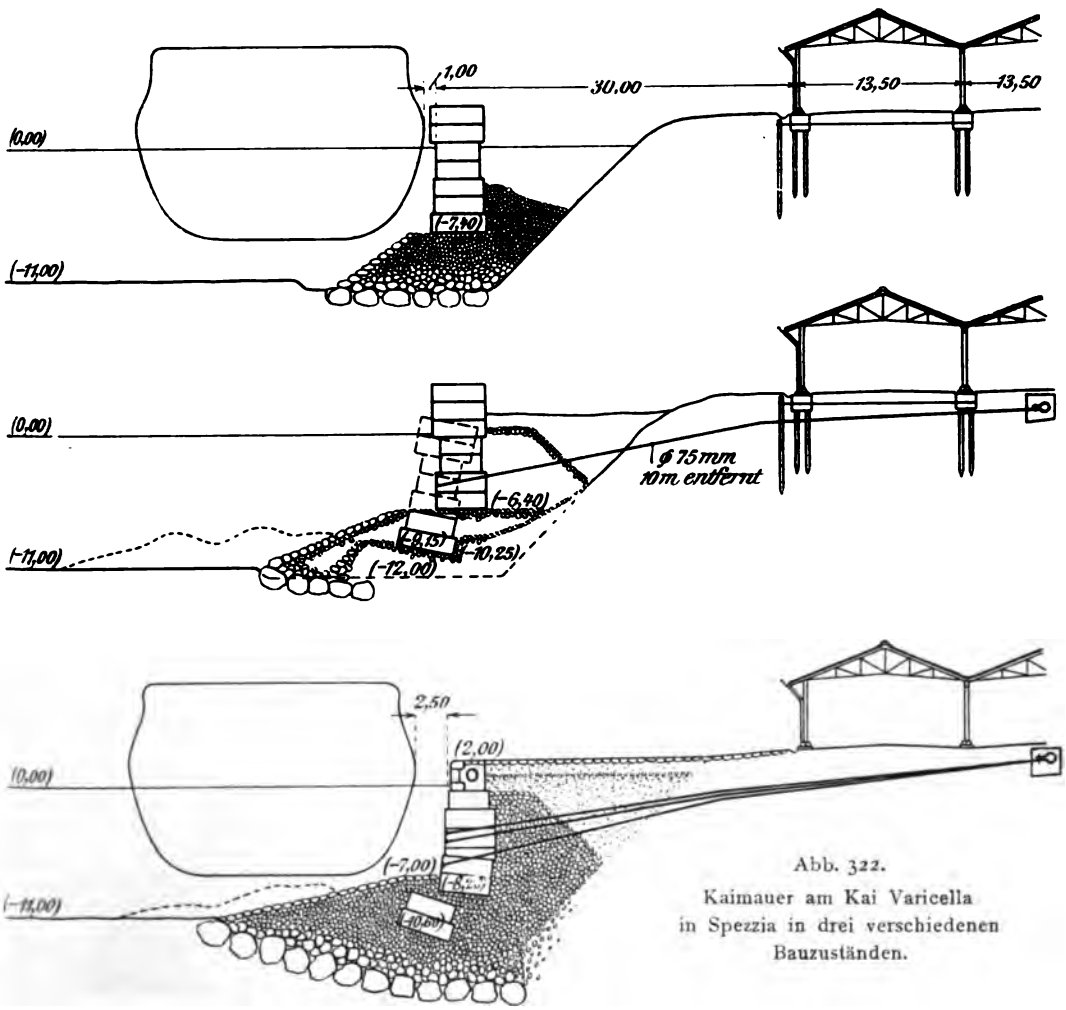


Abb. 322.
Kaimauer am Kai Varicella in Spezzia in drei verschiedenen Bauzuständen.

messer. Auch hier ist die zuerst ausgeführte Mauer, die durch drei Blockschichten von oben und durch vorgelagerte Blöcke von vorn belastet wurde, stark eingesunken, so daß die Blöcke wieder fortgeräumt und nach Herstellung einer ausgleichenden Steinschüttung erneut versetzt werden mußten, schließlich ist aber doch ein Gleichgewichtszustand erreicht worden in der Gestalt, wie sie die untere Darstellung erkennen läßt.

Ein letztes Mittel zur Verringerung von Versackungen von Ufermauern auf weichem Untergrund besteht in der Anwendung hohler Eisenbetonblöcke

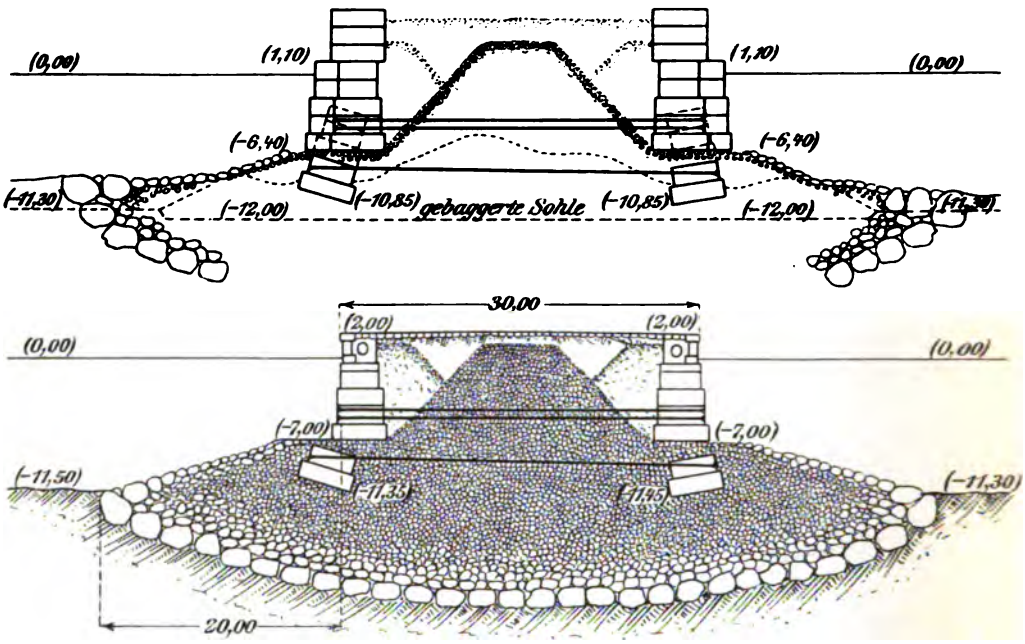


Abb. 323. Einfassung der Hafenzunge I in Spezzia in zwei verschiedenen Bauzuständen.

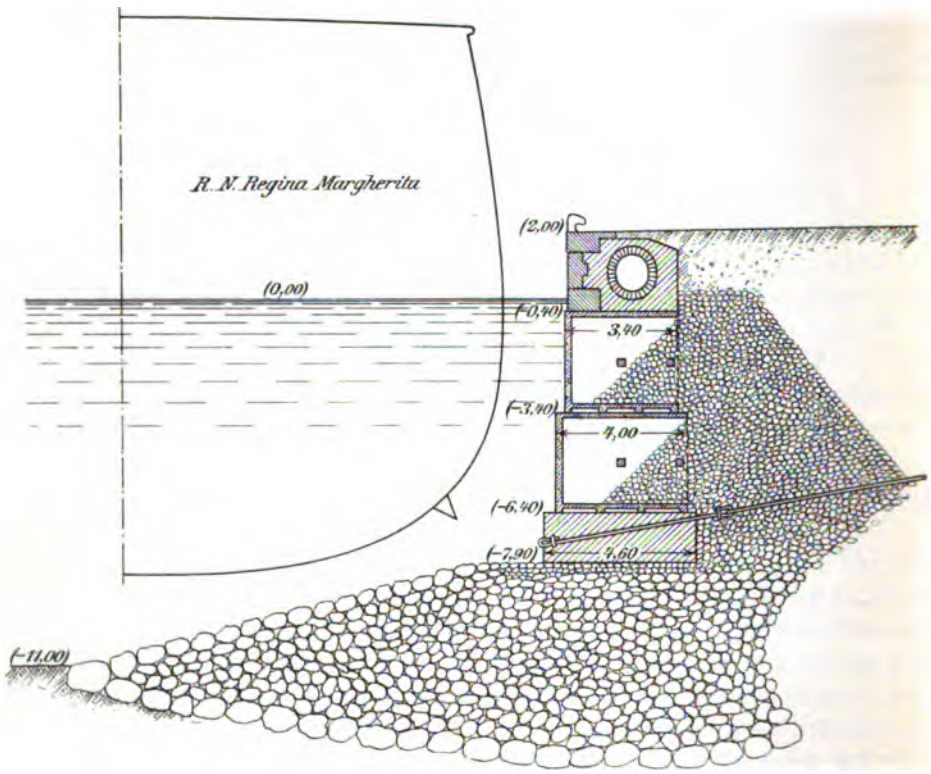


Abb. 324. Kaimauer am Kai von Marola in Spezzia.

an Stelle der vollen. Auch hiervon ist in Spezzia versuchsweise Gebrauch gemacht worden. Der Querschnitt der Kaimauer am Kai von Marola erhielt dabei die durch Abb. 324 dargestellte Form. Die Blöcke waren nach hinten offen und hatten die in der Abbildung erkennbaren Abmessungen; in der Längsrichtung der Mauer gemessen, waren sie 2 m lang. Es ist einleuchtend, daß auf diese Weise eine erhebliche Entlastung des Untergrundes erreicht werden kann, doch liegen nähere Nachrichten darüber, ob mit dieser Maßregel bessere Erfolge erzielt wurden, noch nicht vor.

Eine ebenfalls versuchte andere Lösung derselben Aufgabe zeigt Abb. 325 Der Kai wurde dadurch gebildet, daß doppelte, gegeneinander verankerte Eisen-

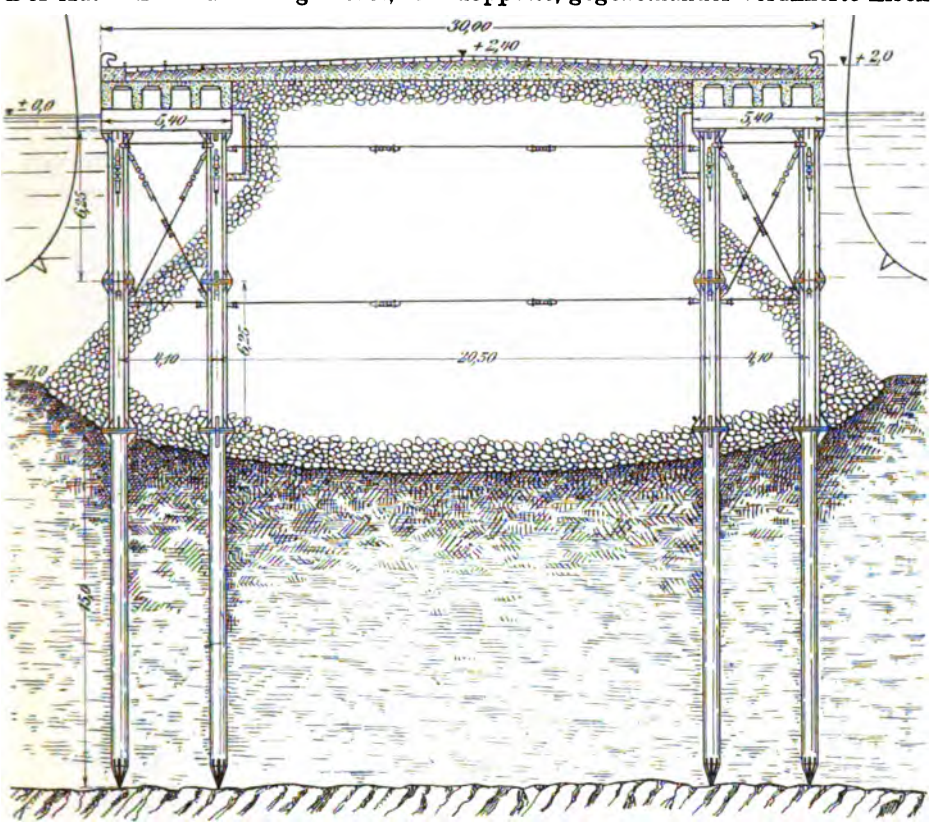


Abb. 325. Ausbildung einer Hafenzunge in Spezzia.

betonpfahlreihen bis auf den in großer Tiefe anstehenden Fels getrieben und oben durch eine Plattform aus Eisenbetonbalken verbunden wurden. Hierbei wurden die 28,0 m langen Pfähle aus drei Stücken zusammengesetzt und im oberen Teil nach allen Richtungen hin durch kräftige Anker verbunden. Die in der Zeichnung dargestellte Verbindung ist nur vorläufig gedacht, alle Anker sollen später mit Beton bekleidet werden, um sie vor Rosten zu schützen. An Stellen, wo der Felsboden noch tiefer lag, als auf der Zeichnung dargestellt ist, wurden die untersten Pfahlstücke 18,0 m lang gemacht und mit eisernen, 1,50 m im Durchmesser haltenden Schraubenfüßen versehen und dementsprechend nicht eingerammt, sondern eingedreht.

Die Zahl der Beispiele für die Errichtung von Kaimauern auf ungünstigem Baugrunde könnte noch vermehrt werden; da aber die wesentlichen, in solchen Fällen in Betracht kommenden Gesichtspunkte aus den vorstehenden Beispielen zur Genüge zu entnehmen sind, so möge die Reihe der Anwendungen mit den eben geschilderten geschlossen werden.

Erkennbar ist jedenfalls, daß in derartigen Fällen Berechnungen von gar keinem Wert sind, sondern daß nichts weiter übrigbleibt, als die an anderen Orten gemachten Erfahrungen zu benutzen und Versuche in großem Maßstabe anzustellen.

II. Ausrüstung der Ufereinfassungen.

A. Reibehölzer.

Um Schiffe und Ufereinfassungen vor schädlichen Berührungen zu schützen, die durch Stöße beim Anlegen oder durch Schwankungen des Wasserstandes hervorgerufen werden, versieht man die Uferbauwerke mit Vorrichtungen, die eine gewisse Nachgiebigkeit und doch genügend großen Widerstand besitzen.

Für geböschte Ufer, deren Böschung bis zur Sohle reicht, kommen für diesen Zweck nur Dalben in Betracht, die verhindern, daß die Schiffe auf die Ufer treiben und dort festkommen bezw. sich beschädigen. Über die Gestaltung der Dalben sind weiter unten eingehende Mitteilungen gemacht. In der Regel dienen die Dalben an solchen Ufern gleichzeitig zum Festmachen der Schiffe.

Vor Ufern, die im unteren Teile steil, im oberen aber geböscht begrenzt sind, können ebenfalls Dalben angeordnet werden, wie es z. B. Abb. 210 auf S. 168 zeigt. Für geringere Wassertiefen und dementsprechend kleinere Schiffe genügt auch das Einrammen einzelner Rundpfähle, die entweder vollkommen frei stehen oder in einer der weiterhin bei den Bohlwerken beschriebenen Formen mit dem Spundwandholm verbunden werden. Als Beispiel für derartige Pfähle kann Abb. 211 auf S. 169 angesehen werden. Die Entfernung solcher Pfähle hängt in erster Linie von der Länge der Schiffe ab, man wird sie stets so eng stellen, daß auch kleine Schiffe vor 2 bis 3 Pfählen liegen, damit sie nicht zwischen den Pfählen hindurchtreiben. Im allgemeinen kommen Entfernungen von 6 bis 12 m in Betracht.

Erhalten diese Pfähle eine größere freie obere Länge, so besteht die Gefahr, daß sie, wenn größere Schiffe an ihnen liegen und durch Seitenwind stark gedrängt werden, abbrechen; dann ist zu empfehlen, das obere Pfahlende besonders abzustützen, wie es z. B in Bremen am Woltmershauser Kanal geschehen ist (Abb. 223 auf S. 172). Die hier aus Greyträgern bestehenden, mit Holz gefütterten Pfähle sind, wie die Abbildung zeigt, mit dem oberen Ende der Spundwand durch Eichenholzknaggen verbunden, so daß sie an dieser Stelle einen Stützpunkt erhalten und außerdem gegen seitliche Stöße gesichert sind. Das obere Ende ist ferner durch eiserne Gitterwerke gegen einen in die Böschung eingegrabenen Betonklotz abgestützt. Diese Pfähle waren bereits vorhanden, ehe die auf der gleichen Abbildung gestrichelt dargestellte Eisenbetonbrücke zur Überdeckung der Böschung zur Ausführung gelangte.

Bei in ganzer Höhe steil begrenzten, durch Bohl- oder Bollwerke eingefaßten Ufern besteht die einfachste Schutzvorrichtung in der Anordnung eines wagerecht an den Bohlwerkpfählen angebrachten Holmes, wie es z. B. Abb. 226 auf S. 176 zeigt; zweckmäßig wird unter dem Holm dann noch vor jedem Pfahl eine Knagge vorgesehen, die verhindert, daß Schiffe bei schwankenden Wasserständen mit vorspringenden Teilen unter dem Holm festkommen. Die Gestalt und Anordnung einer solchen Knagge läßt Abb. 236 auf S. 187 erkennen. Die Anordnung derartiger Reibeholme ist hauptsächlich für Hafenteile mit wenig schwankendem Wasserstand zu empfehlen. Wo die Schiffe sich mehr auf und nieder bewegen, kommen besser Reibepfähle zur Anwendung. Diese können völlig freistehend aufgestellt werden, wie es z. B. Abb. 227 u. 237 auf S. 177 bezw. S. 187 darstellen. Ordnet man diese Pfähle in einem geringen Abstande, etwa 20 bis 40 cm, vor der Ufereinfassung an, so erreicht man den Vorteil, daß die Stöße, ehe sie die Einfassung erreichen, durch die Biegungsfestigkeit der Pfähle gemildert werden. Bei derartigen Anordnungen werden die Pfähle bisweilen durch einen wagerechten, von Knaggen unterstützten Holm verbunden; es entsteht dann ein Gebilde, das in manchen Häfen den Namen Gordungswand führt und den Vorteil hat, daß die auf einen Pfahl kommenden Stöße durch den Holm zum Teil auf die benachbarten mit übertragen werden. Solche Gordungswand zeigen Abb. 236 auf S. 187, Abb. 240 auf S. 189 und Abb. 242 auf S. 191. An Stelle der freistehenden Pfähle treten sehr häufig Reibe- oder Prellpfähle, die mit der Uferwand fest verbunden sind. Ihre Befestigung wird je nach der Höhe der Uferwand und der Größe der Schiffe an einer oder mehreren Stellen vorgenommen. Vorzugsweise eignen sich hierzu die an dem Bauwerk vorhandenen wagerechten Balken. So zeigt z. B. Abb. 229 auf S. 180 die Befestigung am Ankerholm des Bohlwerks; bei dem durch Abb. 230 dargestellten Bohlwerk in Geestemünde sind hierzu die wagerechten Balken des vorgebauten Laufsteges benutzt worden; an dem Parnitzbollwerk in Stettin (Abb 238 u. 239 auf S. 188 u. 189) fand der Spundwandholm und das obere Abschlußeisen für den gleichen Zweck Verwendung. Endlich ist bei dem durch Abb. 233 auf S. 184 dargestellten Bollwerk aus Bremen die Befestigung an drei Stellen erfolgt, an dem Spundwandholm, dem Ankerholm und einer dazwischenliegenden Stelle. Das Geestemünder und Schulauer Beispiel zeigen ferner, wie an Uferwänden, die nicht über das höchste Hochwasser hinausragen, wenigstens den Pfählen die erforderliche Länge gegeben wird, um zu verhindern, daß flachgehende Fahrzeuge bei sehr hohen Wasserständen auf die Kaifläche treiben.

Die Befestigung der Reibepfähle erfolgt in der Regel durch untergelegte Balkenstücke, durch seitliche Knaggen und um die Pfähle fassende Bügel.

Untergelegte Balkenstücke und Bügel sind z. B. bei dem durch Abb. 233 auf S. 184 dargestellten Bollwerk zu erkennen. Abb. 239 auf S. 189 zeigt eine sehr sorgfältige Befestigung, bei der das untergelegte Holz stark ausgekehlt ist, so daß der Pfahl auch gegen Stöße gesichert ist. Seitlich angebrachte Knaggen und Bügel weist u. a. das Bohlwerk von Geestemünde auf, wie der Grundriß auf Abb. 230 (S. 181) zeigt.

Die Befestigung durch Bügel ist sehr einfach und hat außerdem den Vorteil, daß sie leicht gelöst werden kann, wenn eine Erneuerung des Pfahles stattfinden muß; die Bänder müssen aber in das Holz eingelassen werden, damit Schiffe nicht unterhaken können. Trotzdem haben sie den Nachteil, daß dieser Übelstand später doch eintritt, wenn die Vorderseite der Pfähle bis auf die eingelassenen Bügel abgenutzt ist. In dieser Hinsicht ist die durch Abb. 326 dargestellte, in Cuxhaven ausgeführte Befestigung besser, da sie erst freigelegt wird, wenn die Pfähle bis zur Hälfte abgenutzt sind.

Es sei noch besonders darauf hingewiesen, daß bei allen Reibeholzanordnungen alle vorspringenden Eisenteile streng vermieden werden müssen.

Sollen die Reibepfähle gleichzeitig als Anbindepfähle dienen, wie dies z. B. in Stettin (Abb. 238 u. 239 auf S. 188 u. 189) und in Geestemünde (Abb. 230 auf S. 181) geschehen ist, so müssen sie noch besonders verankert werden; auch ist es dann empfehlenswert, den oberen Teil durch Eisenbeschlag oder Aufschrauben von Leisten aus harten Hölzern gegen vorzeitige Abnutzung zu schützen.

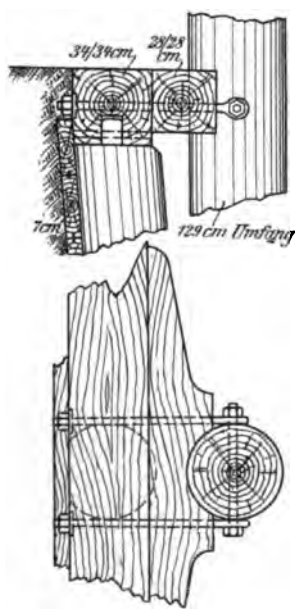


Abb. 326. Reibepfahlbefestigung in Cuxhaven.

Das obere Ende der Pfähle wird häufig durch Anbringung einer Zinkkappe gegen das Eindringen von Regen gesichert. Da diese Hölzer ferner sehr der Verderbnis ausgesetzt sind, weil sie abwechselnd naß und trocken werden, so sind für diesen Zweck mit Teeröl getränkte Hölzer sehr zu empfehlen, die eine erheblich größere Dauer besitzen.

Von besonderer Wichtigkeit sind gute Reibeholz-Anordnungen vor Eisenbetonbollwerken, da diese Stöße weniger gut aushalten wie die elastischeren Holzbohlwerke. Die hier Platz greifenden Anordnungen stimmen im wesentlichen mit denen bei den Kaimauern überein, so daß darauf verwiesen werden mag.

Bei den Kaimauern können Reibehölzer sowohl in Gestalt von Pfählen als auch in der von lotrechten und wagerechten, an der Mauer unmittelbar befestigten Balken angeordnet werden; diese führen auch häufig den Namen „Fender".

Die einfachste Form stellen, wie bei den Bollwerken, einzelne eingerammte Pfähle dar, doch wird ihre Anwendung nur auf seltene Fälle beschränkt werden, da es sich bei dem Vorhandensein von Kaimauern meist um das Anlegen größerer Schiffe handelt, denen gegenüber einzelne Pfähle nicht genügend Widerstand bieten. Ein weiterer Schritt ist dann der, daß man die Pfähle untereinander durch wagerechte Balken in einer oder mehreren Höhenlagen verbindet, so daß die bereits oben erwähnten Gordungswände entstehen, wie sie in holländischen Häfen vielfach zur Ausführung gelangt sind. Bisweilen sind auch vor diese Schutzwände noch besondere Anbindepfähle gestellt worden, deren Haupt mit einer eisernen Schutzkappe versehen wurde. Diese Pfähle wurden dann mit Ketten für sich verankert.

Die Anordnung einer Gordungswand mit Anbindepfählen aus dem Hafen von Rotterdam zeigt Abb. 327. Beachtenswert ist hierbei auch die Gestaltung der Ankervorrichtung.

Zweckmäßig ist es, wenn die Gordungswände die Kaimauer nicht berühren, sondern einen Abstand von 30 bis 40 cm von der Mauer haben; sie

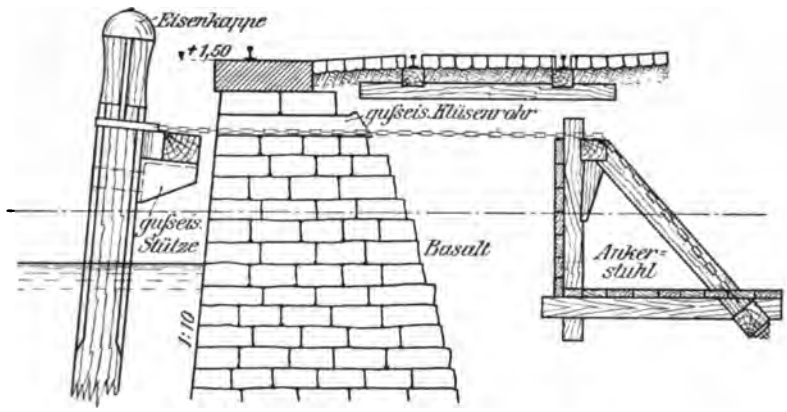


Abb. 327. Gordungswand in Rotterdam.

mildern dann die Stöße dadurch, daß erst ihre Biegungsfestigkeit überwunden werden muß, ehe die Mauer selbst berührt wird.

Schließlich kann man zur Milderung der vorkommenden Stöße zwischen die Gordungswand und die Mauer noch elastische Zwischenmittel einfügen. Als solche können zunächst die auf Schiffen gebräuchlichen Korkfender in Betracht kommen, wie es z. B. im Hafen von Chalmette in der Nähe von New-Orleans (Louisiana) geschehen und auf Abb. 386 erkennbar ist. Es ist allerdings zu fürchten, daß der an und für sich gute Gedanke in dieser Ausführung erhebliche Unterhaltungskosten verursachen wird.

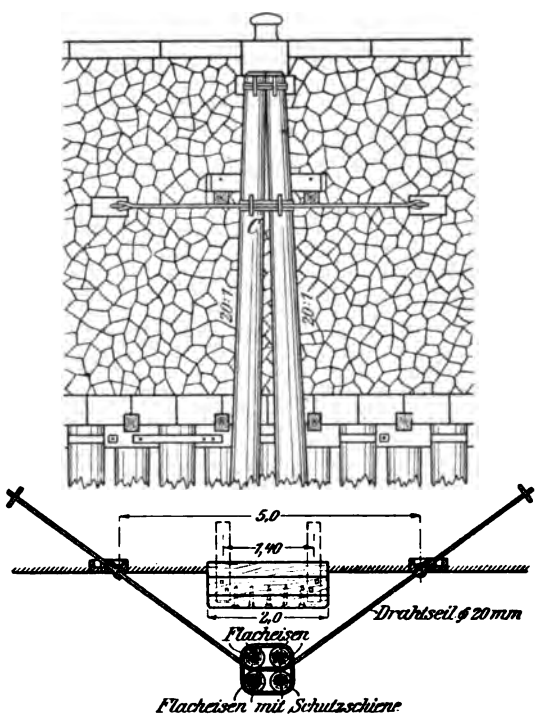


Abb. 328. Streichdalben am Roßkai in Hamburg.

In zweiter Linie könnten eiserne Puffer in Gebrauch genommen werden, ähnlich wie bei den Eisenbahnwagen gestaltet und so angeordnet, wie es bei den elastischen Prellwänden der Anlegestellen für Fährdampfer in der Regel geschieht.

Eine andere, neuerdings in Hamburg ausgeführte Anordnung besteht darin, daß vor der Mauer in regelmäßigen Abständen an Stelle einzelner Pfähle in sich verbundene Gruppen von mehreren Pfählen eingerammt werden. Ein Beispiel solcher Streichdalben mit allen zugehörigen Einzelheiten gibt Abb. 328 für die durch Abb. 260 auf S. 214 dargestellte Kaimauer am Roßkai. Die Dalben bestehen hier aus je 4 Pfählen, die am oberen Ende und etwa 2,0 m darunter durch ein Drahtseil umschlungen sind. Sie werden ferner in Höhe der unteren Umschlingung durch ein Drahtseil mit der Mauer verankert, so daß sie sich von der Mauer nicht über ein bestimmtes Maß entfernen können und auch gegen seitliche Bewegungen gesichert sind. Zur Führung der Drahtseile an den Pfählen dienen die durch Abb. 329 dargestellten, an den Pfählen bei *C* angebrachten Eisenbeschläge. Ihre Bewegung gegen die Mauer begrenzt ein sehr kräftig gehaltenes, in die Mauer eingelassenes und über diese hinausragendes Holzpolster, das Abb. 330 in Ansicht, Grundriß und Querschnitt darstellt. Die Entfernung dieser Dalben stimmt zweckmäßig mit dem Abstande der Poller überein, beträgt daher im allgemeinen etwa 30 m; sie stellen eine gute, widerstandsfähige und doch nachgiebige Schutzvorrichtung dar.

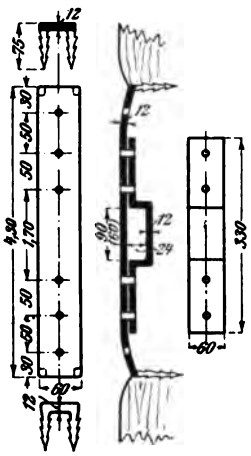


Abb. 329. Einzelheiten zu Punkt *C* der Abb. 328.

In sehr vielen Fällen werden die Reibepfähle, die oft auch den Namen Streichpfähle führen, so dicht vor die Mauer gerammt, daß sie mit ihr unmittelbar verbunden werden. Sie bilden dann ein Schutzmittel gegen das bei Wasserstandsschwankungen ständig vorhandene Scheuern der Schiffe und sind bei Stößen ein elastisches Zwischenmittel.

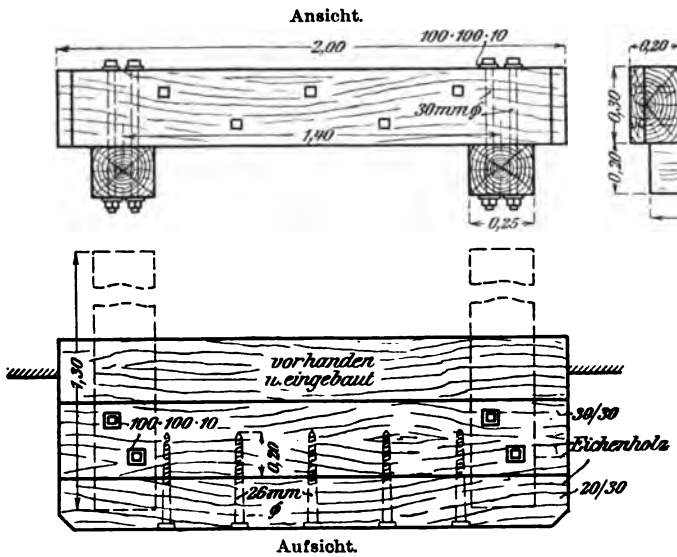


Abb. 330.

Holzpolster für die durch Abb. 328 dargestellten Streichdalben.

Derartige Streichpfähle sind auf einer Anzahl der bereits früher gebrachten Abbildungen zu erkennen, so z. B. auf Abb. 252, 253, 258b, 264, 272, 283 u. 309.

Sie sind fast immer, wie aus den Beispielen hervorgeht, noch etwas stärker geneigt als die Vorderfläche der Mauern, infolgedessen werden sie am meisten von den Schiffen an dem unter Wasser liegenden Teil berührt und abgenutzt. Das hat z. B. in Hamburg dazu geführt, wie Abb. 331 zeigt, die 48 bis 60 cm im Durchmesser haltenden Pfähle mit dem stärkeren Ende nach unten einzurammen. Zweckmäßiger würde es nach der bereits mehrfach ausgesprochenen Ansicht des Verfassers sein, die Pfähle lotrecht zu stellen und die Abnutzung auf den über Wasser liegenden, leichter zu erneuernden Teil zu verlegen. Bei lotrechter Stellung der Pfähle bietet sich Gelegenheit, den Vorteil, den die Herstellung nach hinten geneigter Mauern in statischer Hinsicht und in bezug auf die Kosten hat, zu erreichen

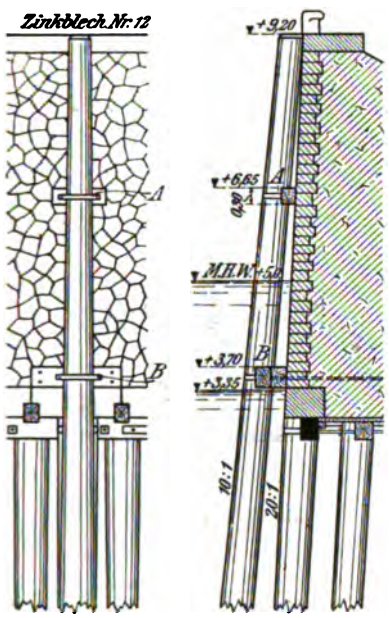


Abb. 331. Streichpfähle der Kaimauer am Roßkai in Hamburg.

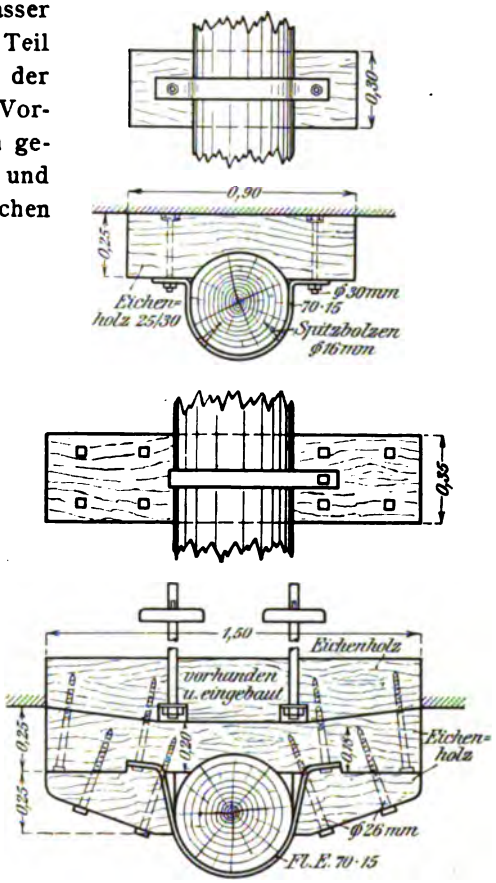


Abb. 332. Befestigung der Streichpfähle bei *A* und *B* auf Abb. 331.

und den Nachteil, den diese Form für das Anlegen der Schiffe hat, auszugleichen.

Die Befestigung der Reibepfähle an den Mauern erfolgt ähnlich wie bei den bereits beschriebenen Formen durch untergelegte Balkenstücke, seitlich angebrachte Knaggen und durch eiserne Bügel.

Ein Beispiel für eine derartige Befestigung gibt Abb. 332 durch die Einzelheiten der Auflagerstellen des Streichpfahls von Abb. 331. Das Unterlagsholz ist hier an der oberen Auflagerstelle nur mit dem Pfahl verbunden und liegt an der Mauer nur an. An dem unteren Auflagerpunkt dagegen ist das unterste

Holzstück in die Mauer eingelassen und verankert, die oberen sind durch Spitzbolzen mit diesem Holzstück und untereinander verschraubt.

Eine sehr sorgfältig durchgebildete Anordnung weisen die durch Abb. 333 u. 334 dargestellten Befestigungen der Anbinde- und Sturmpfähle von der Ufermauer am Südufer des Fischereihafens von Geestemünde auf. Bei ihnen sind die Unterlagshölzer zunächst mit der Mauer durch je 4 Anker fest verbunden; an diesen sind die den Pfahl umfassenden Knaggen mit Kopfschrauben befestigt und über beide greifen die den Pfahl haltenden, mit Schwellenschrauben befestigten Bügel. Da von den in 6,25 m Abstand angeordneten Pfählen abwechselnd der eine als Sturmpfahl und der andere als

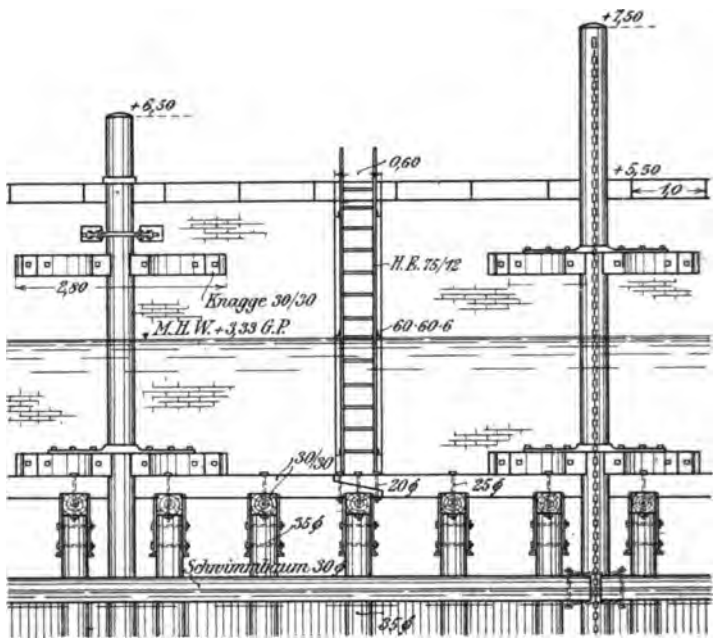


Abb. 333. Anordnung der Anbinde- und Sturmpfähle an der Ufermauer im Fischereihafen zu Geestemünde.

Anbindepfahl dient, so sind die letzteren noch durch die auf Abb. 334 im oberen Teil sichtbare Verankerung befestigt worden.

Eine gute Befestigung ergibt sich auch für die Unterlagshölzer, wenn man sie in die Vorderwand der Mauer einläßt, wie es Abb. 332 unten erläutert.

Erwähnt sei noch besonders, daß sich für alle die zur Befestigung der Reibepfähle gebrauchten Holzstücke die Verwendung von Eichenholz wegen seiner größeren Festigkeit und Dauerhaftigkeit empfiehlt.

In Cuxhaven sind die Sturmpfähle des Binnendeichs in der durch Abb. 335 wiedergegebenen Art angebracht worden, indem die Unterlagshölzer durch eiserne Konsole gehalten wurden, die mit der Wand verankert sind und sich gegen eingemauerte Gußstücke stützen. Auf die gute, zur Vermeidung von Bügeln getroffene Anordnung zum Festhalten der Pfähle sei noch besonders hingewiesen.

Eine weitere Art von Schutzvorrichtungen besteht in der Anbringung von Reibehölzern an Stelle der Pfähle. Diese meist lotrechten, mitunter

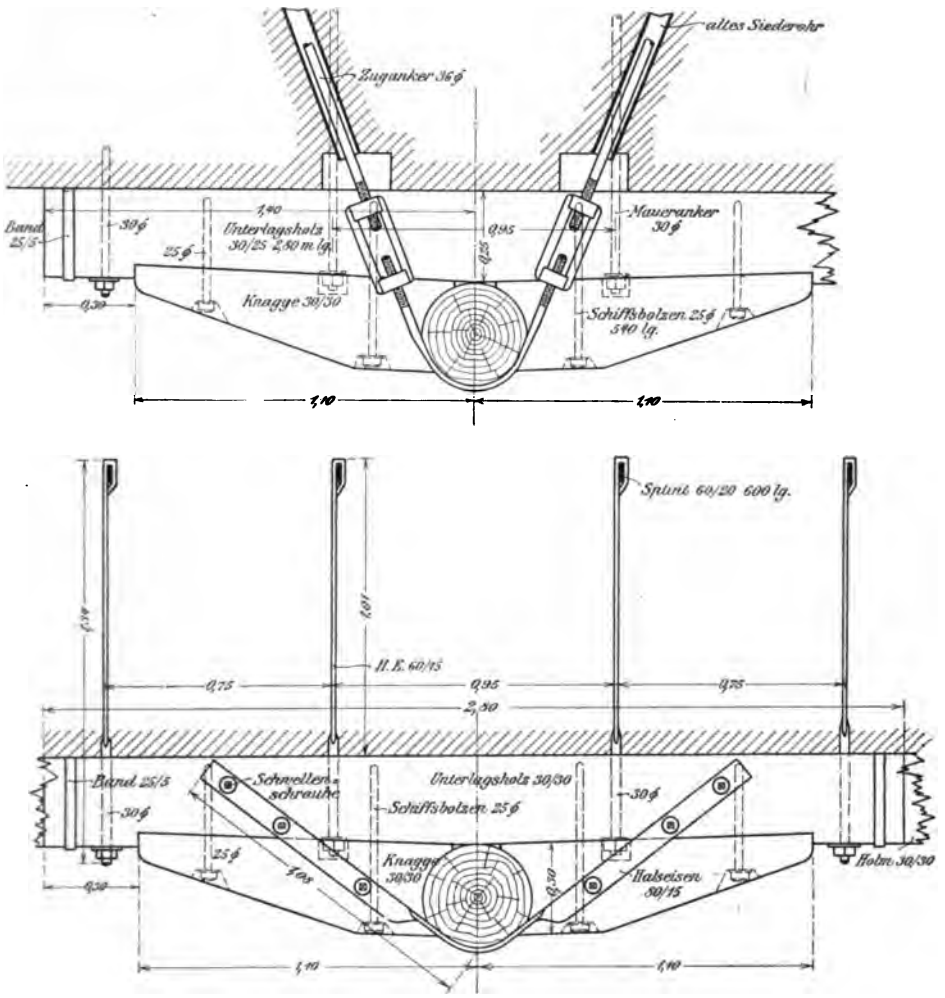
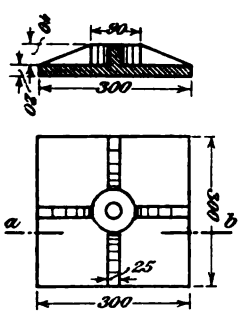


Abb. 334. Einzelheiten der Befestigung der Anbinde- und Sturmpfähle in Geestemünde.



Ankerplatte.

auch wagerechten Balken werden oft in ähnlicher Weise an den Mauern befestigt wie die Reibepfähle. Da sie nur den oberen Teil der Mauer unmittelbar schützen, so müssen sie bei guter Anordnung so weit hervorragen, daß die Schiffe nur mit ihnen und nicht mit dem unteren Teil der Mauer in Berührung kommen.

Bisweilen werden außer den lotrechten Hölzern auch noch wagerechte angeordnet, wie es z. B. auf Abb. 265 auf S. 218 erkennbar ist. Lotrechte Reibehölzer allein zeigen Abb. 263 u. 267 auf S. 216 bezw. 221.

Die lotrechten Hölzer stützen sich bei dem Vorhandensein einer vorderen Spundwand auf diese, in anderen Fällen auch häufig auf die Zangen des Pfahlrostes. Jedenfalls müssen sie so tief hinabreichen, daß auch bei den tiefsten Wasserständen Schiffe mit vortretenden Scheuerleisten nicht unter ihnen festkommen können.

Ihr Abstand wechselt je nach der Größe der Schiffe von 5 bis 8 m. An Stelle von Knaggen und Bügeln werden zu ihrer Verbindung mit der Mauer oft in die Wand eingelassene Schraubenbolzen oder Winkel- und U-Eisen benutzt.

Eine Schraubenbolzenbefestigung zeigt Abb. 336, eine solche mit Winkeleisen Abb. 263. Eine sehr kräftige Befestigung mit eingemauerten U-Eisen gibt

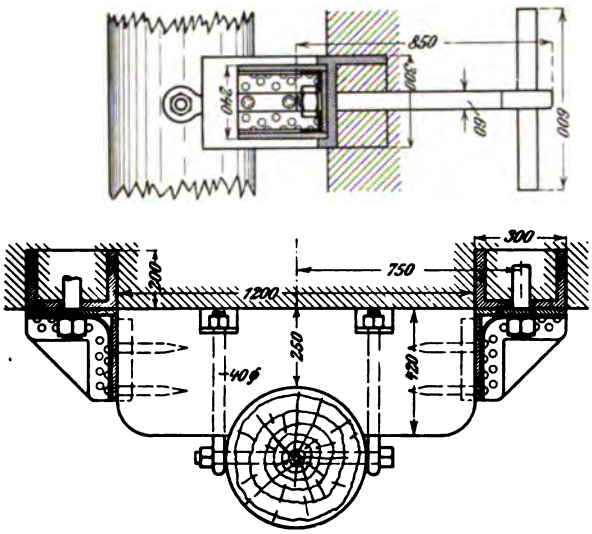


Abb. 335. Befestigung der Sturmpfähle in Cuxhaven.

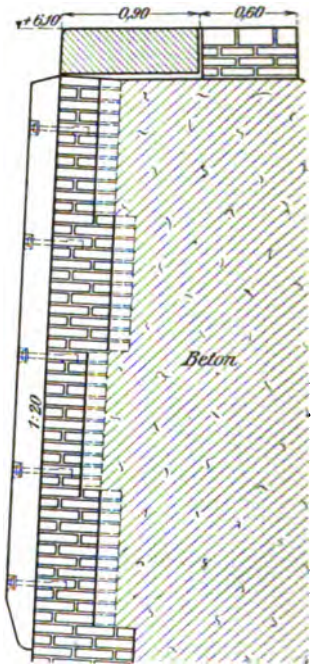


Abb. 336. Befestigung von Reibehölzern durch Schraubenbolzen.

nach einem Vorschlage des Verfassers Abb. 337 wieder, bei der auch gezeigt wird, wie durch gleichzeitige Anwendung von Unterlagshölzern ein größerer Abstand von der Mauer erreicht werden kann, so daß auch bei geneigten Mauern eine Berührung des Unterbaues durch Schiffe vermieden wird.

Ein anderes Beispiel für sehr weit auskragende Reibehölzer an einer stark geböschten Mauer zeigt Abb. 338 von der neuen westlichen Hafenzunge in Barcelona. Bei der starken Böschung der Vorderfläche der Mauer, die einen ähnlichen Querschnitt hat, wie Abb. 294 auf S. 242 darstellt, würden gewöhnliche Reibehölzer oder Reibepfähle keinen Erfolg verheißen; aus diesem Grunde wurden die in der Abbildung dargestellten Prellböcke in Abständen von 20,0 m von Mitte zu Mitte angeordnet. Sie bestehen aus je drei Balkenreihen von Hölzern mit 20 20 cm Querschnitt, die sich in Entfernungen von je 1,50 m befinden. Die vier übereinanderliegenden Balken sind mit der Mauer und untereinander verbunden, jeder folgende Balken ist etwas kürzer als der vorhergehende. An der Vorderseite dieser Balkenlagen sind vier wage-

rechte Bohlen angebracht, welche die eigentlichen Reibehölzer darstellen und außerdem die Balkenlagen miteinander verbinden. Gegen Umkippen wird die ganze Einrichtung durch vier seitliche, in die Mauer eingelassene Streben geschützt.

Zum Schluß der Besprechung dieser Schutzvorrichtungen sei noch darauf hingewiesen, daß in manchen Häfen vor den Reibepfählen noch wagerechte Schwimmbalken angebracht werden, wie es z. B. Abb. 253 auf S. 208 erläutert. Die Balken werden geführt durch Ketten oder Drahtseile, die oben an einem Pfahl oder an der Mauer befestigt und unten durch ein Gewicht so beschwert sind, daß sie stets straff hängen. Diese Ketten gehen durch Öffnungen der Schwimmbalken,

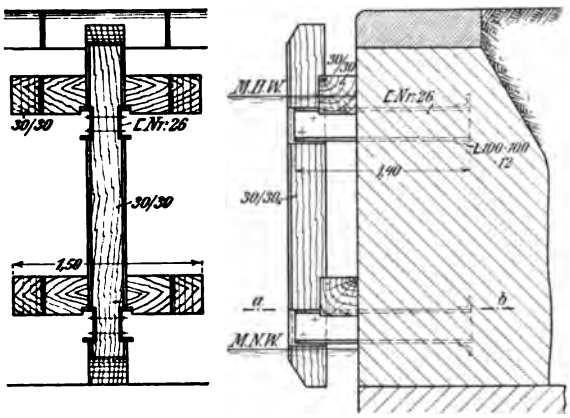


Abb. 337.
Befestigung von Reibehölzern durch U-Eisen und Unterlagshölzer.

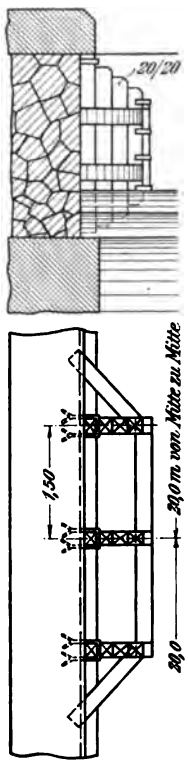


Abb. 338.
Reibehölzer an der westlichen Hafenzunge in Barcelona.

die mit Eisen ausgekleidet sind, und gestatten den Balken, sich mit den Schwankungen des Wasserspiegels auf und nieder zu bewegen, sorgen anderseits dafür, daß sie nicht von den Pfählen forttreiben.

Für kleinere Schiffe bestehen diese Schwimmbalken meist aus einem einzelnen Rundholz, für größere können sie auch aus mehreren Balken zu einem Schwimmfloß zusammengesetzt werden.

Diese Schwimmbalken haben den Vorteil, daß sie die Stöße der Schiffe auf mehrere Reibepfähle verteilen, und daß sie den Abstand der Schiffe in Höhe des Wasserspiegels von der Mauer vergrößern, so daß diese weniger leicht auch bei geneigten Mauern mit Teilen des Unterbaues in Berührung geraten.

Eine letzte, selten angewandte Einrichtung bilden an den Mauern angebrachte Fender. Wenn diese nützlich sein sollen, dann müssen sie erheblich größer bemessen werden als die auf den Schiffen gebräuchlichen, was sehr gut möglich ist, da sie an derselben Stelle hängenbleiben und nicht wie die

der Schiffe leicht durch einen Mann an beliebige Stellen gebracht werden müssen. Derartige aus Rohrgeflecht hergestellte Fender werden z. B. an den Anlegestellen der Hamburg-Amerika-Linie in Cuxhaven benutzt; sie haben etwa 1,5 m Durchmesser und über 2 m Länge. Sie bilden einen sehr elastischen Schutz, der doch mit zunehmender Pressung einen großen Widerstand annimmt und ein sehr sanftes Anlegen gestattet.

B. Steigeleitern und Treppen.

Zur weiteren Ausrüstung der Kaimauern gehören Steigeleitern, die es der Schiffsbesatzung ermöglichen, vom Boote aus auf die Kaifläche zu ge-

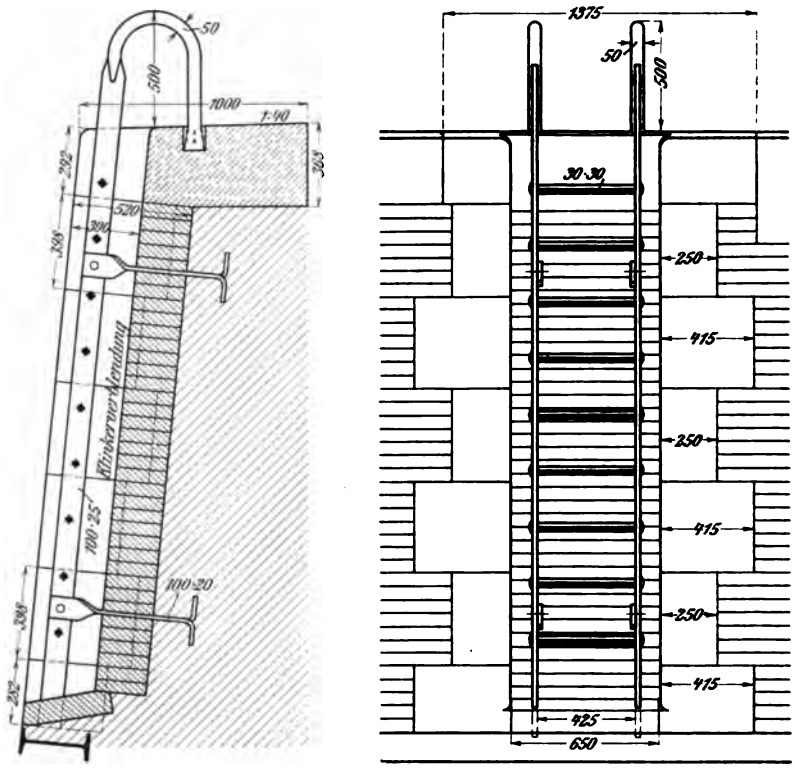


Abb. 339. Steigeleiter von einer Kaimauer in Lübeck.

langen und z. B. Trossen zur Befestigung der Schiffe heranzubringen. In Hafenbecken, wo die Schiffe für den Umschlag von Schiff zu Schiff auf der Wasserfläche liegen und an Dalben oder Bojen vertaut sind, legt man zweckmäßig auch einfache Treppen an geeigneten Stellen an, damit der Verkehr zwischen Schiff und Land erleichtert wird. Hier mögen nur die einfachen Anlagen betrachtet werden, soweit man sie zur Ausrüstung der Mauern rechnen kann; größere Landungsanlagen, die als Bauwerke für sich anzusehen sind, werden späterhin in einem besonderen Kapitel des III. Bandes behandelt werden.

Steigeleitern müssen an den Kaimauern in nicht zu großen Abständen vorgesehen werden, damit die Kaimauern beim Anlegen und Festmachen von Schiffen vom Wasser aus an jeder Stelle leicht zugänglich sind. Rechnet man

die Entfernung der Festmacheeinrichtungen je nach der Größe der Schiffe zu 20 bis 40 m, so empfiehlt es sich, die Steigeleitern etwa in gleichem, höchstens in doppeltem Abstande anzuordnen. Als Ort kann eine Stelle dicht bei den Festmacheeinrichtungen oder in der Mitte zwischen diesen in Frage kommen.

In den meisten Fällen bestehen die Steigeleitern aus zwei kräftigen Flacheisen, die durch vierkantige oder runde, mit dem Flacheisen vernietete Sprossen verbunden werden. Die Länge der Sprossen genügt mit 40 bis 50 cm. Die so gebildeten Leitern werden mit eisernen Haftern verschraubt, welche in die Mauer eingelassen sind. Die Leitern müssen mit ihrem unteren Ende bis unter den niedrigsten Wasserstand reichen und mit dem oberen Ende bis zur Kaikante hinaufreichen; gewöhnlich endigen oben die Flacheisen in gebogene, sich über die Kaifläche erhebende Bügel, die das Verlassen und Besteigen der Leiter erheblich erleichtern. Diese Bügel haben aber den Nachteil, daß sie die Bewegung von Trossen an der Kaikante entlang erschweren. Besser ist die Anordnung eines in der Längsrichtung der Mauer liegenden, sich wenig über die Kaifläche erhebenden Bügels, wie es das Beispiel weiter unten auf Abb. 341 zeigt.

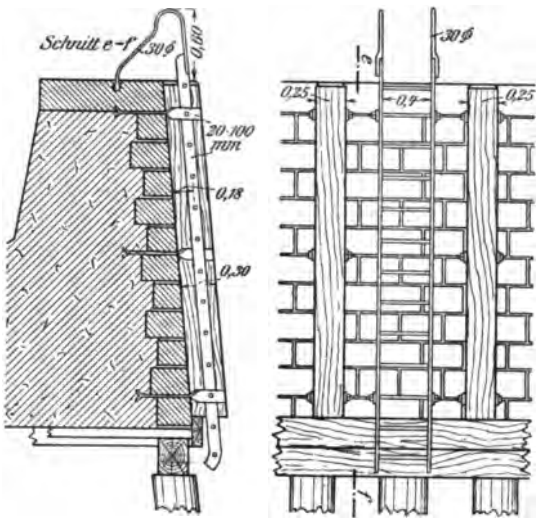


Abb. 340. Steigeleiter von der Ufermauer am Ziegelwiesen-Kanal in Harburg.

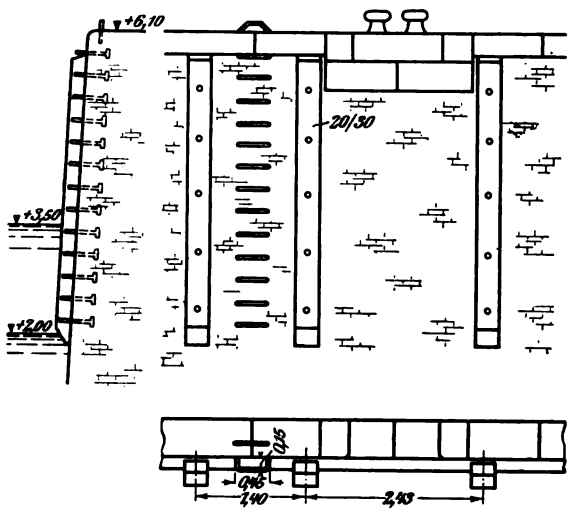


Abb. 341. Steigeeisen an der Kaimauer der Hafenerweiterung in Bremerhaven.

Die Leitern müssen so angebracht werden, daß sie von den Schiffen nicht beschädigt werden können; aus diesem Grunde werden sie gewöhnlich in Aussparungen der Mauer untergebracht, wie es z. B. Abb. 339 von einer Lübecker Kaimauer zeigt. Die Befestigung der Leitern erfolgt am besten nur mit Schrauben, so daß sie im Bedarfsfalle gelöst und ausgebessert bezw. erneuert werden können. Wenn die Mauern mit kräftigen Reibehölzern versehen werden, so genügt es auch, die Leitern anstatt in einen Schlitz zwischen zwei Reibehölzer einzubauen, wie es Abb. 340 an einem Beispiel von der Ufermauer am Ziegelwiesen-Kanal in Harburg erläutert.

An Stelle der Leitern können schließlich auch in die Mauer eingelassene Steigeeisen treten, wie es bei der Hafenerweiterung in Bremerhaven geschehen ist (Abb. 341), die auch den oben erwähnten Bügel in der Längsrichtung der Mauer, der das Hinübergleiten von Trossen gestattet, erkennen läßt.

Wo in den oben gekennzeichneten Fällen die Anlage von Treppen nötig erscheint, müssen hierfür solche Plätze ausgesucht werden, die überhaupt nicht oder nur selten von Schiffen in Anspruch genommen sind. Als solche kommen die Abschlußmauern der Hafenbeckenenden und die Knickpunkte der Mauer in Betracht. Diese Treppen müssen ganz in die Mauer eingelassen

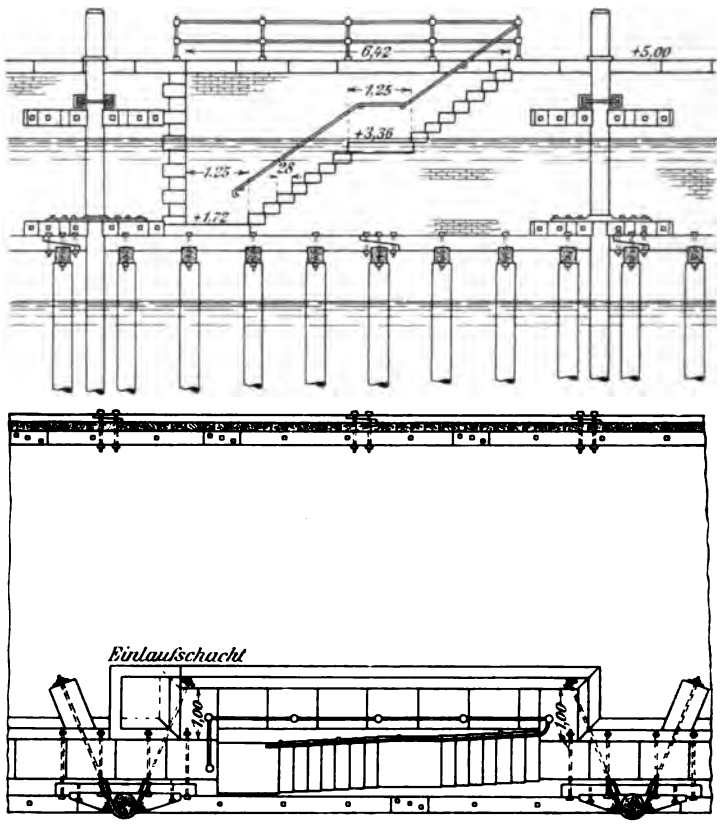


Abb. 342. Treppe an der Ufermauer im Fischereihafen zu Geestemünde.

werden, mit dem untersten Podest etwa 1,0 m über dem niedrigsten Wasserstande beginnen und mindestens 1,0 m breit sein. Bei stark schwankenden Wasserständen kann auch die Anordnung mehrerer Podeste in Frage kommen. Handläufer werden nur an der Innenseite angebracht, dagegen sind an der Außenseite Ringe zum Festmachen der Boote notwendig. Da die Treppen eine Unterbrechung des glatten Verlaufs der Kaifläche darstellen, so ist es geraten, sie mit einem Geländer zu versehen, damit Unglücksfälle verhütet werden. Ein Beispiel für eine den obigen Anforderungen entsprechende Treppe zeigt Abb. 342 an einer Ufermauer aus dem Geestemünder Hafen. Es fehlen darauf allerdings die oben erwähnten Ringe zum Festmachen von Booten.

Um die Unbequemlichkeiten zu vermeiden, die infolge der Unterbrechung der Kaiflächen durch Treppen entstehen, kann man auch bei Hafenbecken mit annähernd gleichbleibendem Wasserstande die Treppen in Kaihöhe überdecken, so daß der Längsverkehr und z. B. auch die Durchführung der Kran- und Eisenbahnschienen ungestört bleibt, und den Zugang zu der Treppe durch einen gedeckten Gang bewirken, der senkrecht zur Längsrichtung der Kaimauer angelegt wird und erst in größerem Abstande von der Kaikante ausmündet. Diese Anordnung setzt voraus, daß die Oberkante der Kaimauer über dem höchsten Hafenwasserstande etwa 2,5 m hoch liegt, damit für den überdeckten Gang die nötige Bauhöhe vorhanden ist. Eine derartige Ausführung ist in Bremen bei dem Ausbau des Hafenbeckens II vorgekommen; dort liegen die für Fährzwecke benutzten Treppen 15,0 m seitwärts der Kaischuppen und münden erst in 35,07 m Entfernung von der Kaikante aus.

C. Vorrichtungen zum Befestigen der Schiffe.

Die Festmachevorrichtungen bilden einen der wichtigsten Teile der Hafenausstattung, weil sie dazu bestimmt sind, den Schiffen gegen alle äußeren Einflüsse, wie Sturm und Strömungen, eine gesicherte Lage zu geben. Von hrer Zuverlässigkeit hängt die Sicherheit der Schiffe im Hafen ab, umsomehr als die Fahrzeuge im Hafen in der Regel keinen Dampf haben und infolgedessen nicht manöverfähig sind, so daß sie, wenn sie durch das Brechen einer Befestigung ins Treiben geraten, selbst wenn dies sofort bemerkt wird, fast ebenso hilflos sind, wie die Besatzung machtlos ist. Es muß daher diesen Einrichtungen besondere Aufmerksamkeit zugewendet werden.

Man kann die verschiedenen Einrichtungen in drei Gruppen zerlegen, je nachdem sie an der Vorderseite der Mauer, auf derselben oder dahinter angeordnet werden.

a) An der Vorderseite der Mauer.

An der Mauervorderseite finden die Schiffshalteringe oder Schiffsringe Platz. Man ordnet sie etwa 1,0 m über dem gewöhnlichen Hafenwasserstande an und bringt sie bei größeren Mauerhöhen und größeren Wasserstandsschwankungen zu mehreren übereinander in Abständen von 1,50 m an. Für niedrige Mauern mit geringen Wasserstandsschwankungen, wie sie z. B. an der Ostsee und in anderen Nebenmeeren auftreten, empfiehlt es sich, auch mit Rücksicht auf hochbordige Schiffe, derartige Ringe auf der Kaikante anzubringen.

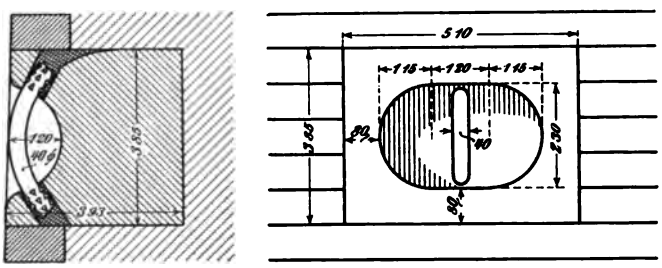


Abb. 343. Bootsbügel.

In der einfachsten Ausführung kommen die Schiffsringe in der Form der Bootsbügel vor, die nur zum Festmachen von Booten benutzt werden. Sie

bestehen aus kurzen gebogenen Rundeisenstücken, die in einen Werkstein oder einen gußeisernen Kasten eingelassen sind (Abb. 343).

In Hamburg sind die Bootsringe an manchen Stellen an kurzen Ketten befestigt, wie Abb. 344 zeigt. Sie gestatten den daran festgemachten Booten eine gewisse Bewegungsfreiheit.

Die für größere Schiffe bestimmten Schiffsringe müssen erheblich stärker gehalten und sorgfältig verankert werden. Gewöhnlich werden die Anker durch die Mauer hindurchgeführt, auch erhält die Mauer in den meisten Fällen eine entsprechende Verstärkung. Abb. 345 zeigt eine in

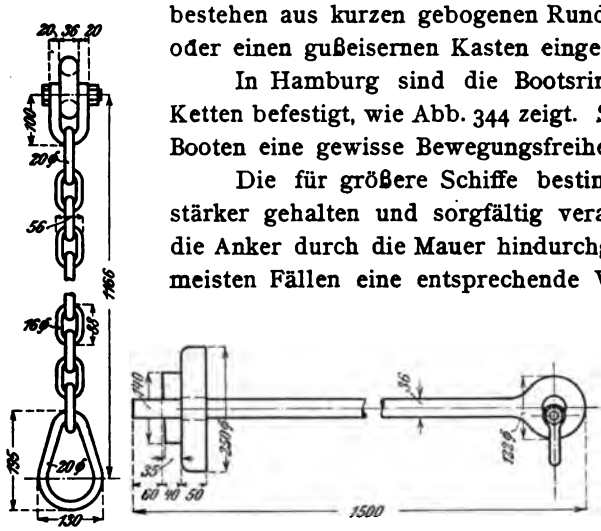
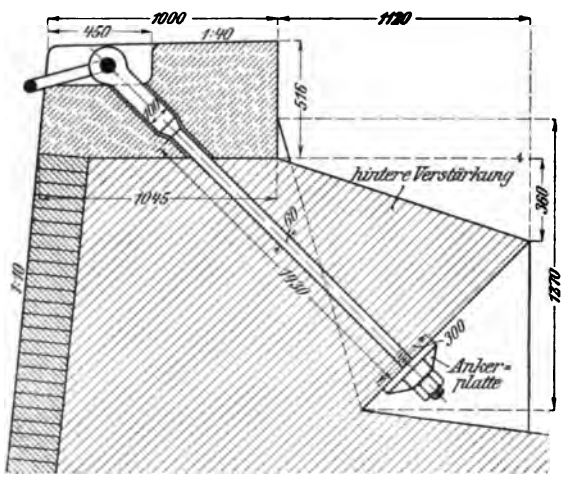


Abb. 344. Bootsringe in Hamburg.



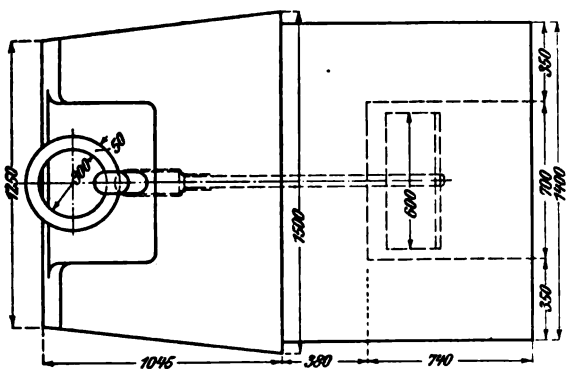
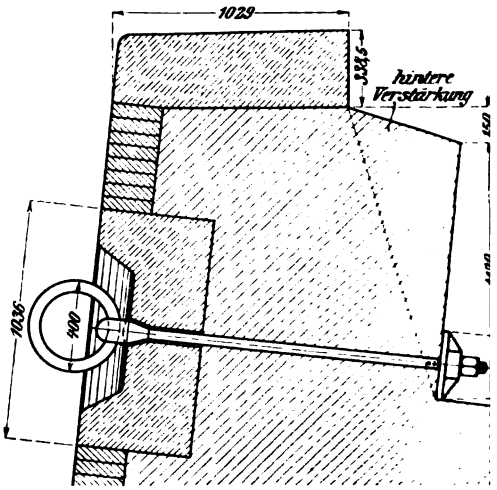


Abb. 346. Schiffsringe auf der Oberkante einer Kaimauer in Lübeck.



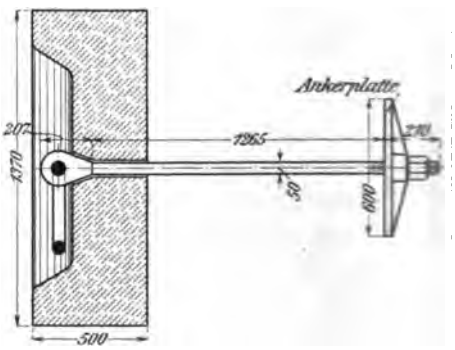


Abb. 345. Schiffsringe an der Vorderseite einer Kaimauer in Lübeck.

Lübeck angewendete Anordnung für einen in Werkstein eingelassenen Ring an der Vorderseite der Kaimauer und Abb. 346 einen solchen auf der Kaioberkante. Die Ringe haben 30 cm lichte Weite und bestehen aus 5 cm starkem Rundeisen.

In Häfen mit stärkerem Verkehr ist es zweckmäßig, jedesmal 2 Ringe anzuordnen, damit an jedem Befestigungspunkt das Festmachen nach zwei Richtungen hin vorgenommen werden kann. Abb. 347 zeigt eine solche Anordnung in einem Gußeisenkasten für die Anbringung an der Mauervorderseite und Abb. 348 für die Maueroberkante.

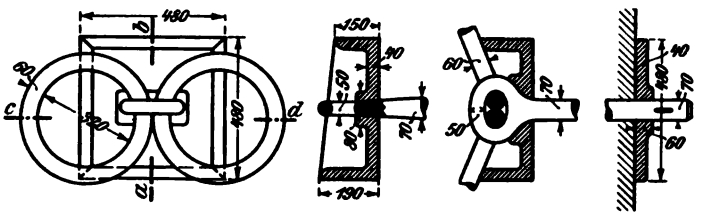


Abb. 347.
Doppelte Schiffsringe an der Vorderseite einer Kaimauer.

Da die Ringe an ihren Befestigungen infolge der ständigen Bewegungen der Schiffe im Laufe der Zeit abgenutzt werden, so muß bei ihrer Anlage an die Möglichkeit einer Auswechslung gedacht werden. Das kann bei den beschriebenen Anordnungen nur dadurch geschehen, daß die Verankerung aufgegraben und die Anker herausgeschlagen werden. Um diese Arbeit zu erleichtern, ist es geraten, die Anker in dünnwandige Blechrohre mit einem geringen Spielraum zu verlegen, damit das Mauerwerk bezw. der Beton nicht an ihnen haftet.

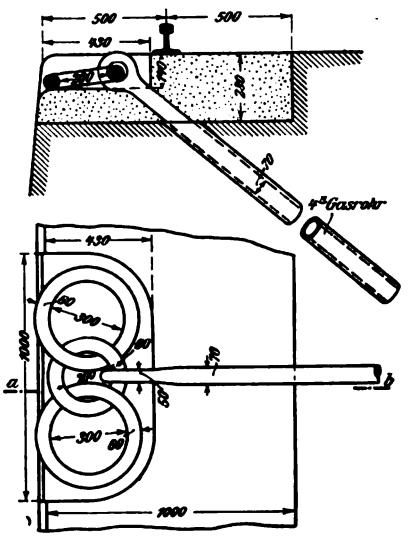


Abb. 348. Doppelte Schiffsringe an der Oberkante einer Ufermauer.

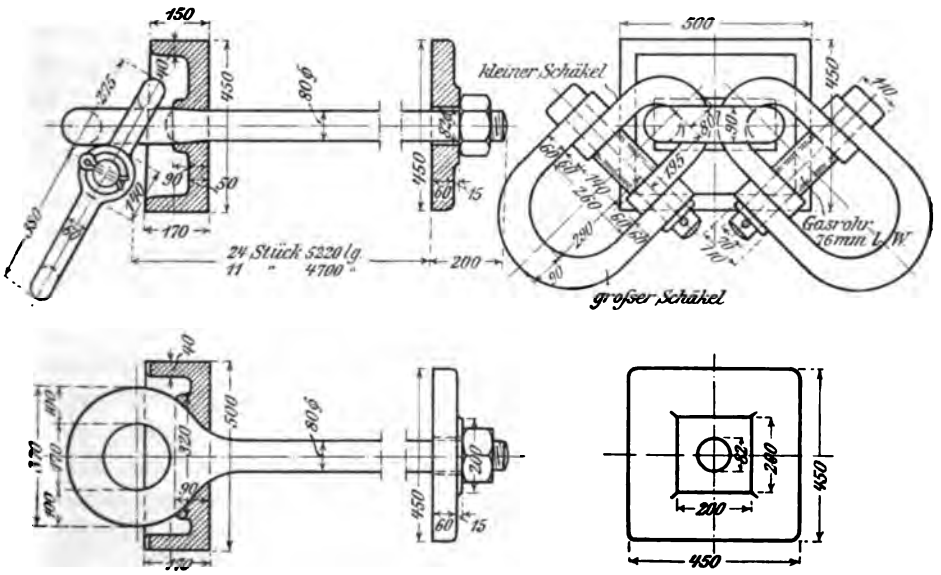


Abb. 349. Auswechselbare Schiffsringe in Hamburg.

Ein anderer Weg, die Auswechslung der Ringe zu ermöglichen, besteht darin, sie zweiteilig zu machen, wie es Abb. 349 zeigt. Die Ringe werden dabei aus zwei Schäkeln gebildet, durch deren Augen ein Bolzen gesteckt wird, dessen Herausfallen man durch einen aufgebogenen Splint verhindert. Ein Zusammenbiegen der Schäkel verhindert ein zwischen die Schenkel des kleinen Schäkels gestecktes und über den Ring gezogenes Gasrohr. Die Befestigung der Ringe erfolgt in einem kräftigen Augenbolzen, der durch ein starkes Gußstück in der Mauer gelagert ist. Beachtenswert sind die großen Abmessungen, die alle Teile erhalten haben, da sie dem Angriff großer Schiffe standhalten sollen.

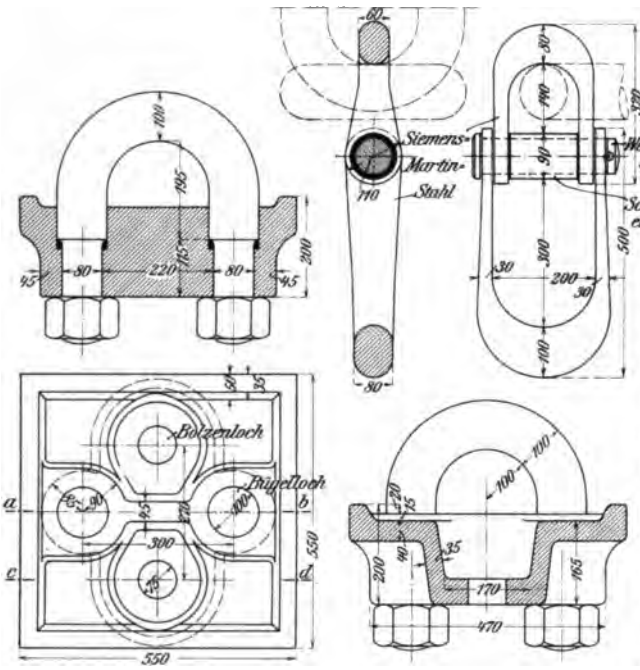


Abb. 350. Auswechselbare Schiffsringe in Bremen.

Noch kräftiger sind die durch Abbildung 350 dargestellten Schiffsringe gestaltet, bei denen sonst der gleiche Grundgedanke wie bei den vorigen zu finden ist. Die Befestigung der Ringe erfolgt durch einen kräftigen, in einem Gußstück durch Schraubenmuttern festgehaltenen Bügel. Das Gußstück selbst wird durch zwei Anker von 75 mm Durchmesser mit der Mauer verankert. Zweckmäßig dürfte es sein, wenn bei derartigen Schiffsringen der kleine Schäkel aus weicherem Eisen als der Bügel hergestellt wird, damit auch nur der leichter zu ersetzende Teil abgenutzt wird. Über die Anordnung der Schiffsringe an einer Anzahl von Kaimauern größerer Häfen gibt die weiter unten wiedergegebene Zusammenstellung einen Überblick.

b) Auf der Kaimauer.

Die zweite Gruppe der Befestigungsmittel bilden die auf der Mauer angebrachten. Zu diesen können auch die im vorigen Abschnitt erwähnten Schiffsringe gerechnet werden, soweit sie auf der Mauer angebracht sind. In der Regel dienen jedoch zum Festmachen gußeiserne Poller. Früher wurden, um Anbindepunkte zu schaffen, alte Kanonenrohre mit dem hinteren Ende nach oben in die Mauer eingesetzt, von denen bis heute die Gestalt der Poller an vielen Orten herrührt.

Die Höhe der Poller schwankt zwischen 0,5 und 1,0 m; sie werden im oberen, über der Kaifläche liegenden Teil meist kreisrund gestaltet

und erhalten einen dickeren Kopf, um zu verhindern, daß die Trossen abgleiten.

Der Schaft wird bisweilen mit lotrechten Rillen versehen, um die Reibung der umgelegten Taue und Ketten zu vergrößern Um letztere nicht durch zu scharfes Knicken zu beschädigen, sollte der Durchmesser der Poller nicht unter 0,30 m betragen. Der untere, im Mauerwerk befindliche Teil der Poller ist sehr verschiedenartig gestaltet worden; man findet runde, viereckige und sternförmige Querschnitte. Abb. 351 zeigt zwei sehr häufig in England angewandte Formen. Derartige Poller stehen in 0,75 bis 2,0 m Abstand hinter der Kaikante; das bereitet keine Schwierigkeiten, wenn keine Krane dicht am Ufer entlangfahren sollen.

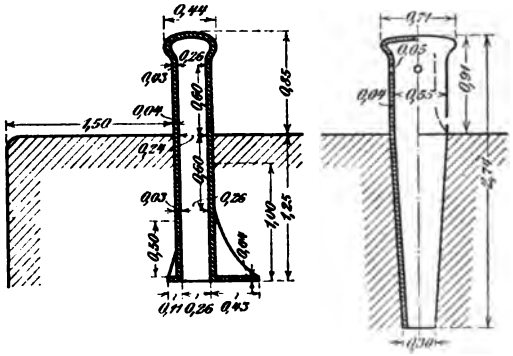


Abb. 351.
In England angewandte gußeiserne Poller.

In neuerer Zeit ist man jedoch mehr zu anderen Pollerformen übergegangen, nachdem man damit angefangen hatte, die Poller unmittelbar an der Kaivorderkante aufzustellen, um die Kaifläche möglichst vollständig ausnutzen zu können, besonders aber wegen der Lagerung einer Kranlaufschiene dicht an der Kaikante. Diese neueren Poller sind gewöhnlich ziemlich niedrig; sie haben ferner, da die von ihnen ausgehenden Trossen meist eine schräg nach oben gerichtete Lage haben und die Gefahr des Abgleitens sehr groß ist, eine nach innen vortretende Haube erhalten. Ihre Herstellung erfolgt aus Gußeisen oder aus Stahlformguß. Besonders sorgfältig muß die Verankerung gestaltet werden, da die auf die Poller wirkenden Kräfte in verschiedener Richtung auftreten. Die Verankerung wird stets so angeordnet, daß ein möglichst großer Mauerkörper von den Ankern umfaßt wird Bei schwachen Mauern ist an den Stellen, wo Poller aufgestellt werden, eine besondere Verstärkung vorzusehen, die sich bei den auf Pfahlrost gegründeten Mauern häufig auch auf den Rost erstreckt, indem dieser auf eine Länge von 4 bis 6 m verbreitert und durch Hinzufügung von Zugpfählen oder von Pfahlböcken widerstandsfähiger gemacht wird. Auch ist es nötig, die durch die Poller auf die Mauern übertragenen Kräfte bei der Berechnung zu berücksichtigen, was oft unterlassen wird.

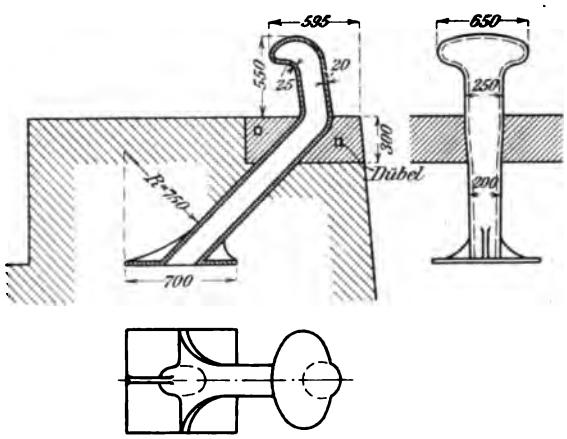


Abb. 352. Poller in Dünkirchen.

Eine Übergangsform für Poller der bezeichneten Art ist die im Hafen von Dünkirchen angewandte und durch Abb. 352 dargestellte, bei der durch Knickung des Schaftes erreicht wird, daß der Fuß in der Mitte der Mauer ver-

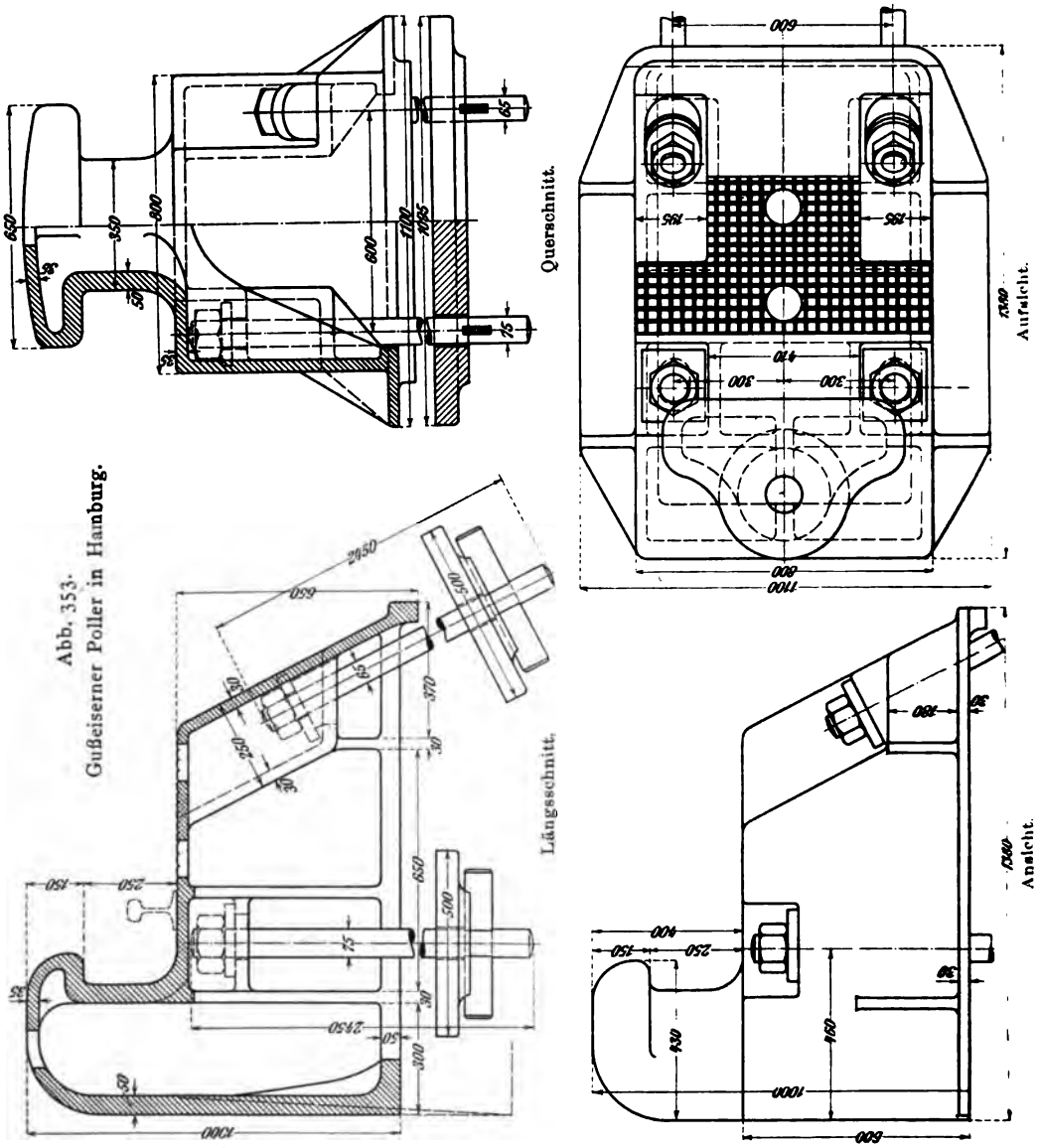


Abb. 353. Gußeiserner Poller in Hamburg.

ankert wird, während der für das Festmachen bestimmte Teil in die Nähe der Kaikante rückt.

Ganz an der Kaikante aufgestellt sind die nachfolgenden Formen, von denen Abb. 353 eine neuerdings in Hamburg angewandte Ausführung darstellt. Wie die Abbildung zeigt, besteht der Poller aus einem gußeisernen Kasten von 0,6 m Höhe, aus dessen Oberfläche sich der eigentliche Poller mit der übertretenden Haube nur 0,4 m hoch erhebt. Die Wandstärke des Schaftes

beträgt 5 cm Die Verankerung erfolgt durch zwei 7,5 cm starke lotrechte und durch zwei schräg nach hinten gerichtete Anker von 6,5 cm Stärke. Die Anker endigen zu je zwei in einer gemeinsamen gußeisernen Ankerplatte. Bei der Formgebung des Gußkörpers ist darauf Rücksicht genommen worden, daß er nach etwaiger Beschädigung ausgewechselt werden kann. Zu dem Zweck weisen die Ankerlöcher Spielräume auf, die durch eine größere Unterlagsplatte überdeckt sind. Auf der geriffelten Oberseite des Gußkastens findet die Kranschiene Platz.

Das Gewicht eines dieser Poller einschließlich aller Verankerungsteile betrug bei der Ausführung aus Gußeisen 2353 kg und aus Stahlformguß

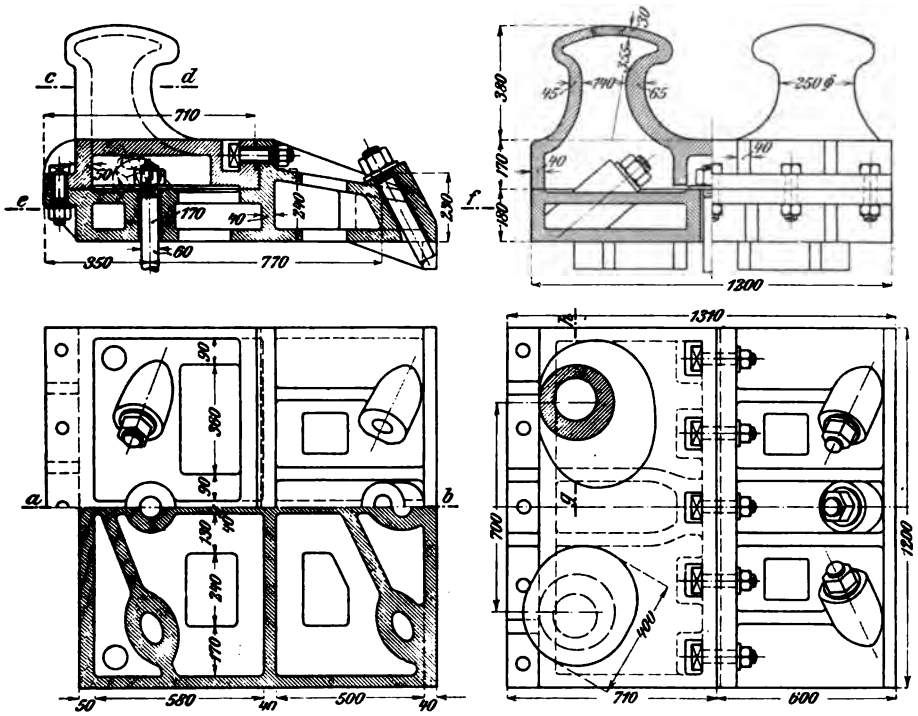
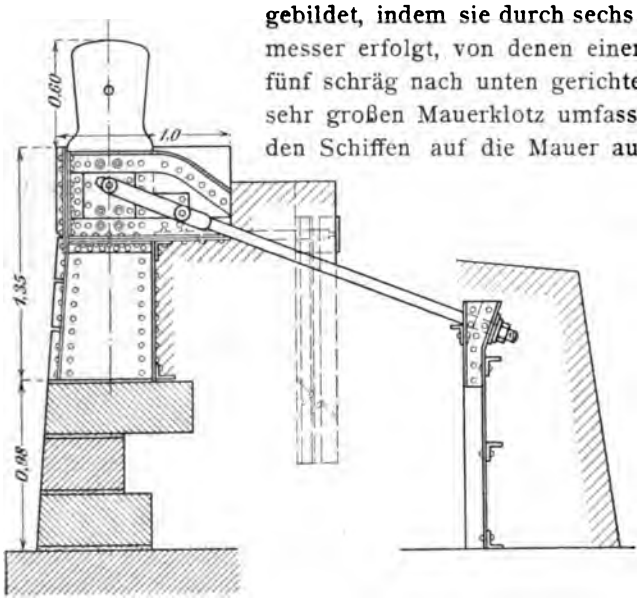


Abb. 354. Poller mit auswechselbarer Haube in Bremerhaven.

2463 kg, wovon auf den Poller allein 1400 bezw. 1510 kg und auf die Verankerung 953 kg entfielen.

Einen weiteren Fortschritt bei der Ausbildung der Poller stellen die Formen dar, bei denen eine Zerlegung in zwei Stücke stattfindet, von denen der größere, untere Teil für die Verankerung allein benutzt wird und der obere, kleinere Teil für das Befestigen der Schiffe bestimmt ist. Beide Teile werden durch eine Anzahl von Schraubenbolzen miteinander verbunden. Ein Beispiel für diese Anordnung bieten die bei den Zollausschlußbauten in Bremen und die bei der Hafenerweiterung in Bremerhaven verwandten Poller, bei denen weiter als Besonderheit noch hinzukommt, daß auf derselben Grundplatte zwei Pollerhauben befestigt sind, so daß eine Anordnung entsteht, wie sie auf den Schiffen üblich ist, die das Belegen der Poller mit den Trossen in der dort

gewohnten Weise gestattet. Abb. 354 zeigt einen der in Bremerhaven angewandten Poller, bei dem der obere Teil durch fünf wagerechte und fünf lotrechte Schraubenbolzen mit dem unteren verbunden ist. Besonders sorgfältig und zweckentsprechend ist die Verankerung der Grundplatte durchgebildet, indem sie durch sechs Anker von 60 mm Durchmesser erfolgt, von denen einer lotrecht und die übrigen fünf schräg nach unten gerichtet sind, so daß sie einen sehr großen Mauerklotz umfassen und dadurch die von den Schiffen auf die Mauer ausgeübten Kräfte auf eine bedeutende Mauerlänge übertragen.



Den gleichen Gedanken der Auswechselbarkeit des eigentlichen Pollers hat man auch im Hafen von Haidar Pascha verfolgt,[1]) aber in der Weise gelöst, daß die oben runden, unten achteckig gestalteten Gußkörper in flußeiserne Behälter gesteckt wurden, die, aus Winkeln und Blechen zusammengesetzt, mit dem Mauerkörper, wie Abb. 355 es erläutert, verankert waren. Leitend war dabei der Gedanke, daß die flußeisernen Teile geeigneter sind, heftigen Stößen zu widerstehen. Die Verbindung des Gußkörpers mit dem eisernen Behälter geschah durch Schraubenbolzen, ist also bei etwaigem Bruch des Pollers leicht zu lösen.

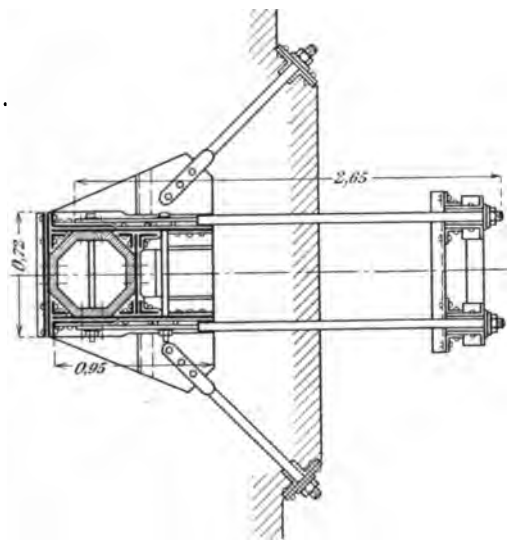


Abb. 355.
Auswechselbarer Poller in Haidar Pascha.

c) Hinter der Kaimauer.

Wo der Verkehr durch die von den Pollern ausgehenden Trossen nicht behindert wird, wo also keine Gleise und Krane am Ufer entlangfahren, stellt man die Poller häufig in einiger Entfernung von der Kaikante auf und erreicht damit den Vorteil, daß die Mauern selbst nicht größeren Beanspruchungen durch die Bewegungen der Schiffe ausgesetzt sind. Dieser Abstand beträgt je

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1904, vom 9. Januar, S. 59.

nach der Größe der Schiffe und der damit zusammenhängenden Bordhöhe 8 bis 15 m. Der Längsabstand wechselt zwischen 20 und 40 m; vergl. hierzu auch die weiter unten auf S. 297 gegebene Zusammenstellung.

Die einfachste Herstellung solcher hinter der Mauer aufgestellten Poller, die auch den Namen Landfesten oder Landpoller führen, erfolgt durch Einrammen eines 40 bis 50 cm starken Rundpfahles, dessen Kopf abgerundet wird und häufig auch zum Schutz gegen Witterungseinflüsse eine Blechkappe erhält. Zum Schutz gegen Abnutzung verstärkt man ihn meist durch eine Anzahl aufgeschraubter lotrechter Eichenholzleisten; bisweilen ist auch in der gleichen Absicht ein Gußkörper übergestülpt worden; diese Anordnung kann jedoch nicht besonders empfohlen werden, da dann der Zustand des Holzpfahles sich der Beobachtung entzieht und es vorkommen kann, daß er gerade in wichtigen Augenblicken, wo man sich auf seine Festigkeit verläßt, verfault ist, nachgibt oder zerbricht.

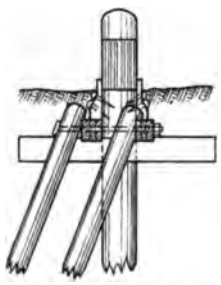


Abb. 356.
Hölzerne Landfeste.

Um die Standsicherheit der eingerammten Pfähle zu erhöhen, werden sie namentlich in Holland durch mehrere schräg gerammte Druckpfähle versteift, wie es Abb. 356 zeigt.

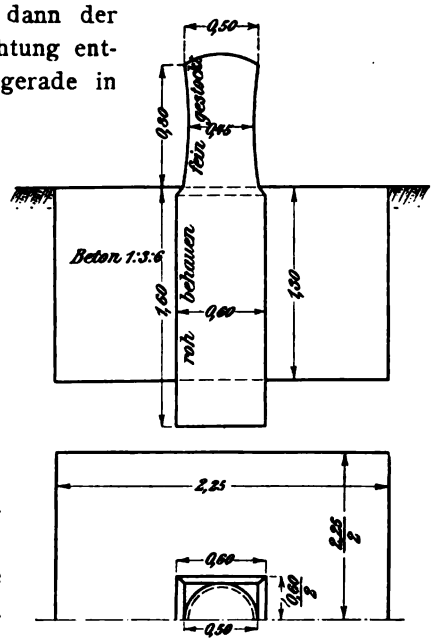


Abb. 357.
Granitpoller in Neufahrwasser.

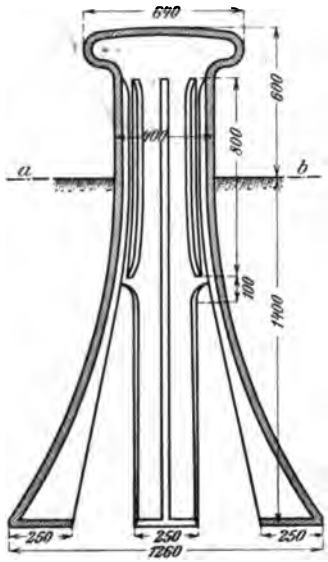
Für kleinere Schiffe hat man an Stelle der vergänglichen Holzpfähle auch Säulen aus Granit verwendet, die in einen würfelförmigen Betonklotz von 2,0 m Seitenlänge eingestampft wurden und die durch Abb. 357 wiedergegeben Gestalt zeigen. Sie besitzen große Wetterbeständigkeit, aber gegen Zugbeanspruchungen verhältnismäßig geringe Widerstandsfähigkeit und sind schon mehrfach abgebrochen.

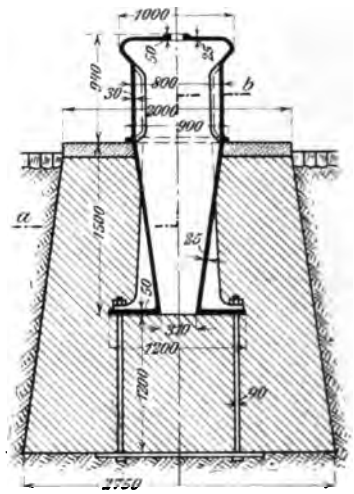
Am zuverlässigsten sind jedenfalls Poller aus Gußeisen oder Stahlformguß, wenn sie mit einem genügend großen Betonklotz verbunden werden. Die Poller haben für Landfesten meist kräftigere Formen als die auf den Mauern stehenden. Ein Beispiel eines bei dem Bau des tiefen Hafens in Cuxhaven zur Anwendung gelangten Pollers zeigt Abb 358. Er besteht im oberen Teil aus einem zylindrischen Körper von 3 cm Wandstärke, der im Inneren mit Rippen verstärkt ist und sich nach unten zu in vier Füße spaltet, die übereck in einem rechtwinkligen Betonblock von 2,5 m Seitenlänge und 1,6 m Höhe sitzen.

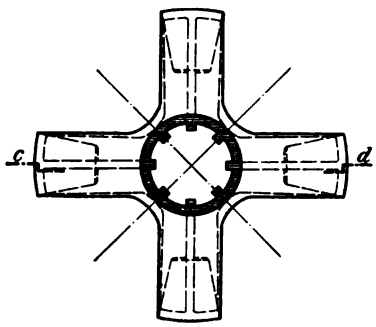
Eine sehr kräftige, im Kieler Hafen verwendete Form zeigt Abb. 359. Der Schaft dieses Pollers ist mit sechs Rillen versehen, um die Reibung zu vergrößern, und besitzt einen Durchmesser von 0,8 m, so daß er auch mit

sehr steifen Trossen noch belegt werden kann; er ist in einem 16 cbm großen Betonkörper verankert.

Eine bei den Erweiterungsbauten in Bremerhaven zur Anwendung gelangte Pollerhaube zeigt Abb. 360; sie hat im Gegensatz zu den bisherigen







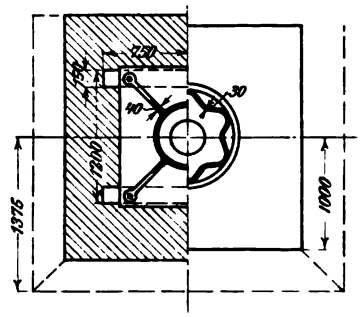
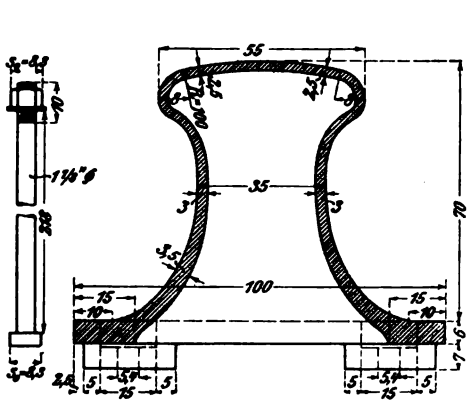


Abb. 358. Gußeiserner Poller in Cuxhaven.

Abb. 359. Gußeiserner Poller in Kiel.



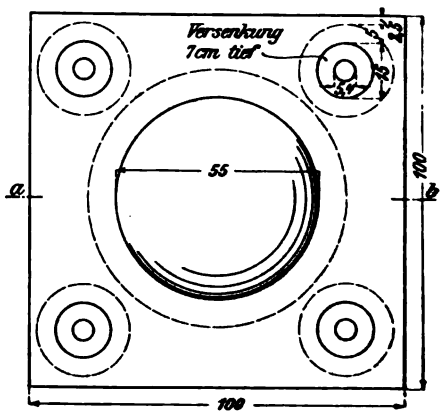


Abb. 360. Pollerhaube in Bremerhaven.

eine sich stark verbreiternde Gestalt und wird mit vier Ankern von 48 mm Durchmesser in einem starken Betonklotz verankert. Beachtenswert ist, daß

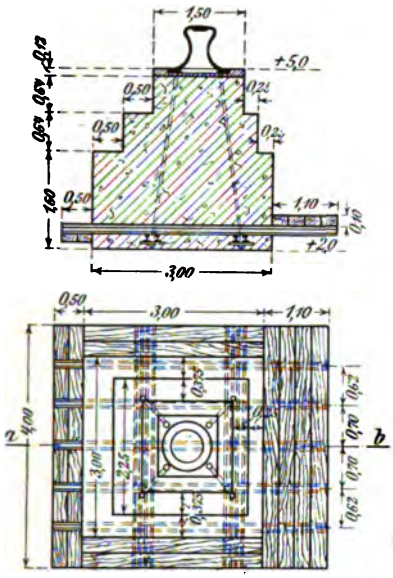
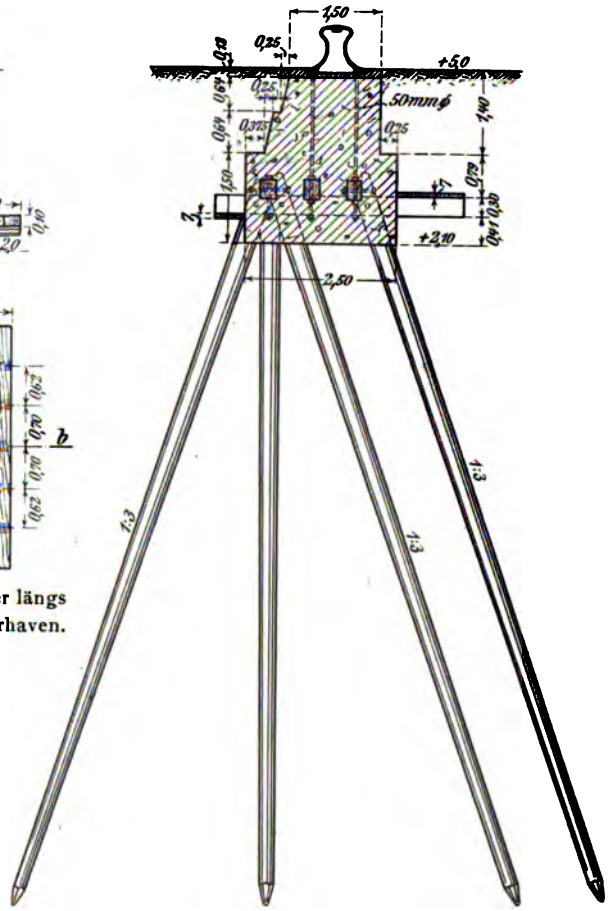


Abb. 361. Verankerung der Poller längs des neuen Trockendocks in Bremerhaven.

in der Grundplatte der Haube Hohlräume für die Muttern der Anker vorgesehen wurden, so daß diese nicht vorstehen können und die Bewegung der Trossen verhindern. Die Verankerung erfolgt, wie Abb. 361 zeigt, längs des neuen Trockendocks gegen Eisenbahnschienen, die in den Betonklotz unten eingebettet sind. Um den Widerstand noch zu vermehren, stehen diese Schienen an allen Seiten hervor, so daß sie mit einem Bohlenbelag versehen werden konnten, der bei einer Beanspruchung des Pollers teils auf die unter ihm liegende Erde drückt, teils die über ihm befindliche zu heben sucht.



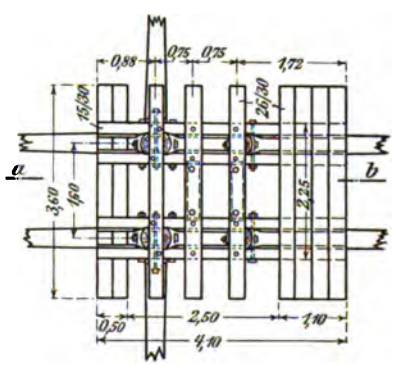


Abb. 362. Gründung und Verankerung der Poller am Dockvorhafen in Bremerhaven.

An dem Dockvorhafen mußten die Poller des weichen Untergrundes wegen auf einen hohen Rost gestellt werden, der aus acht nach vier verschiedenen Richtungen schräg gerammten

Pfählen besteht. Sein Bohlenbelag ist ebenfalls in der gleichen Absicht wie bei dem vorigen Beispiel größer bemessen worden als die Grundfläche des Betonklotzes. Wie Abb. 362 zeigt, ist die Verankerung der Haube bis zu dem Balkenwerk des Rostes hinuntergeführt worden.

d) Berechnungsgrundlagen und Zusammenstellungen.

Was die Frage der Berechnung der Abmessungen der Befestigungskörper und ihrer Verankerung anbelangt, so muß auch hier, wie in so vielen anderen Fällen des Hafenbaues, betont werden, daß die Erfahrung dabei die Hauptrolle spielt.

Den besten Anhalt gewähren die von den Schiffen benutzten Befestigungsmittel, die Taue, Drahtseile und Ketten, da man verlangen muß, daß die Poller und Schiffsringe so lange halten, als es diese Befestigungsmittel der Schiffe tun. Nach den in Deutschland üblichen Bauvorschriften des Germanischen Lloyd müssen die Schiffe nach ihrer Größe mit Stahltrossen von bestimmter Stärke ausgerüstet werden. Diese Angaben sind nachfolgend für eine Anzahl verschiedener Schiffslängen zusammengestellt:

Länge der Schiffe	Größte Stahltrosse		Bruchbelastung
	Umfang	Durchmesser	
50 m	68 mm	22 mm	18 t
100 „	108 „	34,5 „	46,5 „
150 „	151 „	48 „	93 „
200 „	198 „	63 „	154 „
220 „	210 „	67 „	176 „
240 „	216 „	68 „	186 „
260 „	228 „	73 „	200 „

Aus dieser Zusammenstellung lassen sich die für einen Hafen in Betracht kommenden Werte für die Beanspruchung der Befestigungsmittel leicht entnehmen. Sie erreichen für Schiffe der Imperatorklasse den hohen Wert von 200 t.

Ein anderer Weg wäre der, die Beanspruchungen aus der lebendigen Kraft der Schiffe zu berechnen, doch ist hierfür nur eine Größe, das Gewicht der Schiffe, genügend genau bekannt, während die andere, die Geschwindigkeit, nur geschätzt werden und daher in ziemlich erheblichen Grenzen schwanken kann. Es dürfte daher das zuerst genannte Verfahren vorzuziehen sein.

Bei der Berechnung muß für im Hafen liegende Schiffe der auf sie wirkende Winddruck in Betracht gezogen werden.

Um über die Verteilung der verschiedenen Ausrüstungsgegenstände der Ufereinfassungen einen Überblick zu erhalten, sind in der nachfolgenden Zusammenstellung für eine Anzahl Ufermauern in deutschen Häfen die wichtigsten Maße geordnet worden, die für ähnliche Fälle einen ungefähren Anhalt bieten. Danach läßt sich angeben, daß die Reibepfähle oder Reibehölzer etwa in Abständen von 6 bis 10 m, Schiffshalteringe und Poller in solchen von 20 bis 30 m angebracht werden. Bei Innehaltung dieser Maße wird sowohl eine schädliche Berührung von Schiff und Wand vermieden werden, als auch selbst kleinen Schiffen noch genügende Befestigungsgelegenheit gegeben.

Zusammenstellung der Ausrüstung einiger Kaimauern.

Ort	Abstand der Reibepfähle oder -hölzer	Abstand der Schiffshalteringe	Höhe der Schiffshalteringe über dem Wasser	Entfernung der Poller auf der Kaikante	Entfernung der Leitern	Bemerkungen
Hamburg, Kuhwärderhafen	Reibepfähle abwechselnd 21,25 und 3,75 m, Reibehölzer abwechselnd 23,75 und 1,25 m	25 m	2.0 m über M.H.W.	25 m	25 m	Poller und Schiffsringe über einander. Leitern in der Mitte zwischen den Pollern. Je 2 Reibepfähle in 3,75 m Abstand neben den Pollern. Je 2 Reibehölzer in 1,25 m Abstand neben den Leitern.
Hamburg, Roßkai	4-pfählige Streichdalben 24 m, Reibepfähle 7,5 bis 9,0 m	24 m, Bootsringe 8 m	0,8 m über M.H.W.	24 m	24 m	Poller gegen Schiffsringe um 4,50 m versetzt. Leitern 7,50 m neben den Pollern. Je 2 Reibepfähle neben den Leitern in 3,0 m Abstand.
Bremen, Hafen II	Reibehölzer 4,7 m	29,4 und 30,6 m	auf M.H.W. 1,8 m über M.H.W.	29,4 und 30,6 m	20 m	Zwischen den lotrechten Reibehölzern 2 wagerechte. Neben den Leitern 2 Reibehölzer in 1,20 m Abstand.
Stettin, Oderufer	Reibehölzer 10,0 m	20 m	1,0 m über M.W. bezw. Kaikante	—	—	Schiffsringe abwechselnd an und auf der Mauer.
Stettin, Freihafen	Reibehölzer bezw. -pfähle 10,0 m	20 m	desgl.	—	60 m	Desgl.
Emden, Außenhafen	Reibepfähle 8,0 m	32 m für Boote	1,5 m über M.H.W.	32 m	32 m	Leitern neben den Pollern.
Geestemünde, Fischereihafen, Südufer	Reibepfähle 6,25 m	—	—	12,5 m Anbindepfahl	—	Abwechselnd ein Anbinde- und ein Sturmpfahl.

Für die Entfernung der Leitern wird am zweckmäßigsten die gleiche wie bei den Pollern gewählt, da sie vorwiegend von der Schiffsmannschaft beim Anlandbringen der Trossen benutzt werden und die Benutzbarkeit der Poller erst ermöglichen. Dieser Anschauung entsprechen auch die Angaben bei den in der Zusammenstellung angeführten Beispielen.

III. Dalben und Außerbojen.

a. Allgemeine Anordnung.

An Orten, wo die Schiffe nicht an einem befestigten Ufer, sondern auf der Wasserfläche liegen müssen, sei es, daß sie sich dort vorübergehend aufhalten und die Anweisung einer Liegestelle abwarten, oder daß sie nur Umschlagverkehr mit anderen, neben ihnen liegenden Fahrzeugen treiben wollen, sind besondere Vorrichtungen zum Festmachen erforderlich, um die Lage der Schiffe zu sichern. Nur in seltenen Fällen wird hierzu der Gebrauch der Schiffsanker möglich sein, da dazu ein zu großer Platz nötig ist, der meist nicht zur Verfügung steht, und ferner bei geringer Hafentiefe die Anker für andere tiefgehende Schiffe eine große Gefahr bilden würden. Aus diesem Grunde werden solche Hafenflächen, die als Liege- oder Umschlagstellen für Schiffe dienen sollen, mit besonderen Festmacheeinrichtungen versehen, die entweder aus Dalben oder Ankerbojen bestehen.

Erstere, aus einer größeren Anzahl eingerammter und untereinander verbundener Pfähle bestehend, stellen feste Punkte dar, die bei ausreichender Stärke zwar eine sichere Befestigung der Schiffe gestatten, anderseits aber auch die Bewegungen der Schiffe behindern, da sie nicht ausweichen können. Die letzteren, aus verankerten, schwimmenden Körpern gebildet, sind bis zu einer bestimmten Grenze nachgiebige Punkte, die mithin geringe Bewegungen der an ihnen festgemachten Schiffe zulassen, anderseits aber auch die Bewegungen der Schiffe weniger behindern, da sie bis zu der Grenze ihrer Beweglichkeit ausweichen bezw. zur Seite gedrückt werden können. Da bei den Bojen die Kettenlänge für die höchsten Wasserstände bemessen werden muß, ist die Beweglichkeit der Bojen um den Verankerungspunkt bei N.W. am größten.

Hieraus folgt für die Wahl zwischen den beiden Befestigungsmitteln, daß Dalben dort Anwendung finden, wo die Schiffe ganz bestimmte Plätze einnehmen, wo eng begrenzte Flächen gut ausgenutzt werden sollen, und daß Bojen dort mehr angebracht sind, wo reichlich Raum für die Bewegungen der Schiffe zur Verfügung steht.

Bojen kommen ferner ausschließlich für größere Tiefen in Frage, für die Pfähle in der erforderlichen Länge nicht mehr zu beschaffen sind.

Für die Dalben kommen daher in erster Linie mäßig große Hafenbecken in Betracht, in deren Mitte außer an den Ufern noch eine oder zwei Schiffsreihen liegen sollen, wofür die Hamburger Hafenbecken (vergl. Abb. 37, Bd. I, S. 87) besonders kennzeichnende Beispiele bilden, und in zweiter Linie der Raum längs unbefestigter oder geböschter Ufer; mithin Orte, wo die Dalben dem durchgehenden Verkehr nicht hinderlich werden können.

Der Platz für Bojen dagegen ist hauptsächlich auf den Reeden, in den Mündungen großer Ströme und in sehr weit ausgedehnten Hafenbecken. Hierfür ist ein kennzeichnendes Beispiel der Hafen von Rotterdam (vergl. Abb. 38, Bd. I, S. 93), wo eine große Anzahl von Bojen Verwendung gefunden hat. Bojen sind überall da ausschließlich anzuwenden, wo felsiger Untergrund das Einrammen von Pfählen unmöglich macht und ferner das häufige und umfangreiche Auftreten von Bohrwürmern die Verwendung von Holz verbietet.

In großen Becken werden auch, wenn die Schiffe vorwiegend am Ufer festmachen, inmitten bisweilen einzelne Bojen angeordnet, die das Verholen der Schiffe dadurch erleichtern, daß nicht so lange Trossen ausgefahren werden müssen, wie es der Fall wäre, wenn diese bis zum gegenüberliegenden Ufer hinübergebracht werden müßten.

Bezüglich der Grundrißanordnung ist zu bemerken, daß die Entfernung der Bojen auf den Reeden und Vorhäfen in den meisten Fällen so groß gewählt wird, daß die Schiffe ganz um die Bojen herumschwajen können. Unter Berücksichtigung der Bemerkungen in Bd. I, S. 19 werden hierzu je nach der Größe der Schiffe Plätze von 400 bis 800 m Durchmesser gebraucht; diesen Verhältnissen müssen daher auch die Entfernungen der Bojen entsprechen. In den Häfen selbst oder in Flußläufen werden die Befestigungspunkte stets so angeordnet, daß jedes Schiff an zwei Punkten vorn und hinten festmachen kann. Die Entfernungen der Bojen bezw. Dalben einer Reihe werden daher etwas größer als die Länge der an dem Platz verkehrenden Schiffe sein müssen. Sollen mehrere Reihen von Schiffen gebildet werden, so kann bei kleineren Verhältnissen, d. h. bei kleinen, weniger empfindlichen und wertvollen Schiffen, eine Dalben- oder Bojenreihe genügen, da an dieser bis zu drei Reihen Schiffe, wie Abb. 363 zeigt, festmachen können, die Schiffe liegen dann dicht nebeneinander und müssen vor schädlichen Berührungen durch zwischengelegte Fender bewahrt werden.

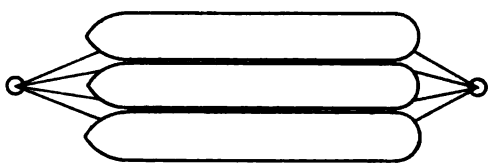


Abb. 363. Befestigung mehrerer Schiffe an zwei Bojen.

Bei größeren Schiffen wird man dagegen stets für jede Schiffsreihe eine Reihe von Dalben bezw. Bojen vorsehen, vor allem um die Beanspruchung derselben nicht zu groß werden zu lassen. Der Abstand der einzelnen Reihen wird dann so gewählt werden müssen, daß die Schiffe sich gegenseitig nicht berühren können, mithin mindestens doppelt so groß wie die Schiffsbreite gewählt werden müssen. Es bleiben dann auch genügend große Zwischenräume für den Verkehr von Booten und Barkassen zwischen den großen Fahrzeugen. Der Abstand der Reihen wird erheblich größer bemessen werden müssen, wenn die großen Schiffe an den

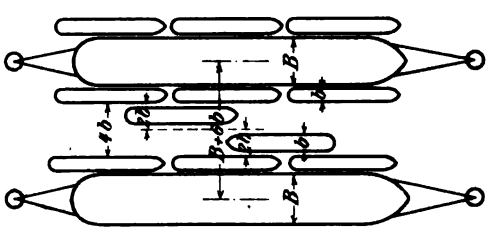


Abb. 364. Anordnung von Bojen bei Umschlagsverkehr von Schiff zu Schiff.

Liegestellen ihre Ladung in Leichter- oder Binnenfahrzeuge abgeben sollen, so daß jedes Schiff auf beiden Seiten von solchen Schiffen umgeben ist. Dann muß wenigstens die drei- bis vierfache Breite der Binnenschiffe noch zu der doppelten Breite der großen Schiffe hinzugerechnet werden, wie Abb. 364 erläutert.

Eine besondere Anordnung der Dalben hat sich im Hamburger Hafen eingebürgert und gut bewährt. Sie wird durch das sogenannte „Abbaken" der Schiffe von den Dalben gekennzeichnet, das darin besteht, daß die Schiffe nicht in der Dalbenreihe, sondern daneben liegen und durch Spieren, die sich gegen die Dalben und die Schiffswand stützen, in einem bestimmten Abstand von der Dalbenreihe gehalten werden, wie es Abb. 245, Bd. I, S. 348 erläutert. Dadurch wird sowohl eine gesicherte Lage der Schiffe geschaffen als auch die Möglichkeit gewährt, zwischen der Dalbenreihe und den Schiffen Binnenfahrzeuge oder Leichterschiffe anlegen zu lassen. In diesem Falle ist die Entfernung der Dalben unabhängig von der Länge der Schiffe, sie beträgt in den einzelnen Becken zwischen 20 und 35 m. Der Abstand der Schiffe von der Mitte der Dalbenreihe beträgt in der Regel 10 m.

b. Bauweise der Dalben.

Die Dalben, auch Dallen, Dückdalben und Duc d'Alben genannt, bestehen aus einer Anzahl dicht nebeneinander eingerammter Pfähle. Sie müssen so weit aus dem Wasser hervorragen, daß sie auch bei den höchsten Wasserständen noch die Befestigung der Schiffe gestatten. Es ergeben sich infolgedessen bei den Hafenbecken für größere Schiffe recht bedeutende Pfahllängen. In der Regel werden Holzpfähle zur Herstellung der Dalben verwendet; Eisen und Eisenbeton haben nur sehr selten Verwendung gefunden, hauptsächlich wohl deswegen, weil ihre Ausbesserung nach eingetretenen Beschädigungen größere Schwierigkeiten verursacht als die von Holzpfählen und ferner auch wegen der nicht ausreichenden Nachgiebigkeit gegenüber den Stößen der Schiffe.

Mit der Anwendung des Holzes als Baustoff ist der Übelstand verbunden, daß die Dalben über Wasser in kurzer Zeit verfaulen und eine Quelle steter Unterhaltungsarbeiten werden. Man sollte daher wenigstens für den oberen Teil der Pfähle die Kosten für eine Durchtränkung mit fäulniswidrigen Stoffen nicht scheuen. Wo das Auftreten des Bohrwurms zu fürchten ist, kommt hierfür die Anwendung von Kreosot in Frage.

Die Zahl der bei den einzelnen Dalben zu verwendenden Pfähle hängt von der verlangten Widerstandskraft und damit von der Größe der an ihnen festzumachenden Schiffe ab. Bei ganz kleinen Schiffen kann ein einzelner Pfahl genügen, für große kommen zwanzig und mehr Pfähle in Betracht.

Man unterscheidet zwei Hauptanordnungen der Pfähle bei den Dalben und damit auch zwei verschiedene Bauweisen, je nachdem starre oder nachgiebige Dalben hergestellt werden sollen. Bei den ersteren werden die Pfähle pyramidenartig um einen mittleren längeren Pfahl, welcher den Namen Königspfahl führt, herumgestellt und an dem oberen Teil, am Kopf, sorgfältig miteinander verbunden, so daß ein starres unnachgiebiges Gebilde ent-

steht, indem die einzelnen Pfähle vorwiegend in ihrer Achse auf Druck bezw. Zug und möglichst wenig auf Biegung beansprucht werden. Dieser Zweck wird um so sicherer erreicht, je fester die Verbindung am Kopfe ist. Die einzelnen Pfähle erhalten dabei Neigungen von 4 : 1 bis 10 : 1.

Die starren Dalben sind eher geeignet, den Schiffen bei unbeabsichtigten Berührungen Beschädigungen zuzufügen, sie werden aber ihrer größeren Sicherheit wegen in Deutschland vorwiegend ausgeführt.

Bei den nachgiebigen (elastischen) Dalben, die besonders in holländischen Häfen beliebt sind, werden alle Pfähle lotrecht gestellt, so daß sie bei einem Stoß oder Zug ausschließlich auf Biegung in Anspruch genommen werden. Sie schonen, da sie nachgiebig sind, die Schiffe mehr, erfordern aber, da der Widerstand der Pfähle bei dem langen Hebelarm, an dem die Kraft angreift, ein sehr geringer ist, sehr viel mehr Pfähle, wenn sie die gleiche Festigkeit aufweisen sollen wie die starren Dalben, und werden dadurch erheblich teurer.

Beiden Dalbenarten ist die Ausstattung für das Festmachen der Schiffe gemeinsam. In der Regel wird hierfür der Königspfahl benutzt. Um seine Abnutzung zu verhindern, wird er mit eichenen Leisten oder mit einem Eisenbeschlag oder mit einer Schutzhaube aus Eisen versehen. Außerdem werden häufig noch die Dalben mit Ketten umschlungen und an diesen Schiffsringe angebracht. Diese sowie die Ketten ermöglichen auch das Festmachen der Boote, durch welche die Trossen herangebracht werden.

Die Verbindung der Pfähle erfolgt durch starke eiserne Bolzen, die in den verschiedensten Richtungen durch die Pfähle gezogen werden, ferner durch hölzerne Zangen und durch umgeschlungene Ketten. Häufig findet man alle drei Mittel zur Anwendung gebracht. Um bei den starren Dalben eine völlig sichere Verbindung zu erhalten, werden die Pfähle an mehreren übereinanderliegenden Stellen zusammengezogen. Bisweilen werden auch in der Nähe des Kopfes die Zwischenräume der Pfähle durch Holzfutter ausgefüllt.

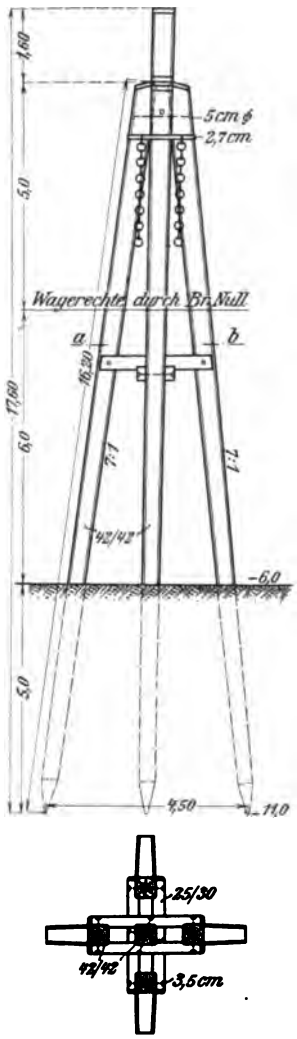


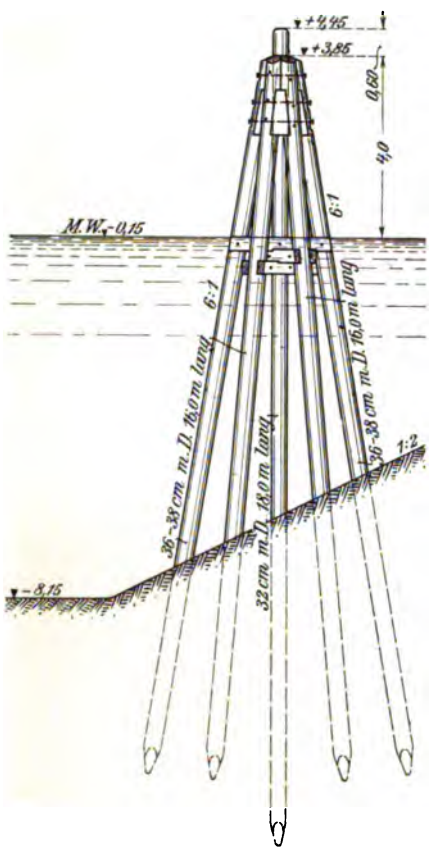
Abb. 365.
Fünfpfähliger Dalben aus dem Hafen von Bremen.

Die Beispiele für Dalben sind außerordentlich zahlreich, die Bauweisen zeigen in verschiedenen Häfen kleine Abweichungen, es mögen daher hier nur einige Hauptformen von Dalben verschiedener Größe Platz finden.

Bei Dalben aus zwei oder drei Pfählen, die nur für kleine Schiffe in Betracht kommen, findet gewöhnlich nur eine Verbindung der Pfähle durch

drei oder mehr Schraubenbolzen statt. Hierzu kommt in der Regel noch eine um den Kopf geschlungene Kette mit eingehängten Ringen für die Befestigung der Schiffe.

Bei fünf Pfählen kann der Mittelpfahl als Königspfahl zum Festmachen der Schiffe ausgebildet werden. Die Gestaltung eines solchen Dalbens, wie er in Bremen vor dem Weserbahnhof zur Ausführung gelangt ist, zeigt Abb. 365. Die hier vierkantig beschlagenen Pfähle sind am Kopf durch Bolzen und in Höhe des N.W. durch Zangen vereinigt. Die großen Schiffe belegen das oben freistehende Ende des Königspfahls, während die Boote an den von einem Flacheisenring herabhängenden Ketten festmachen. Die Neigung der Pfähle beträgt 7 : 1.



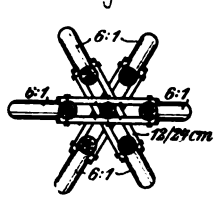


Abb. 366.
Siebenpfähliger Dalben aus dem Hafen von Lübeck.

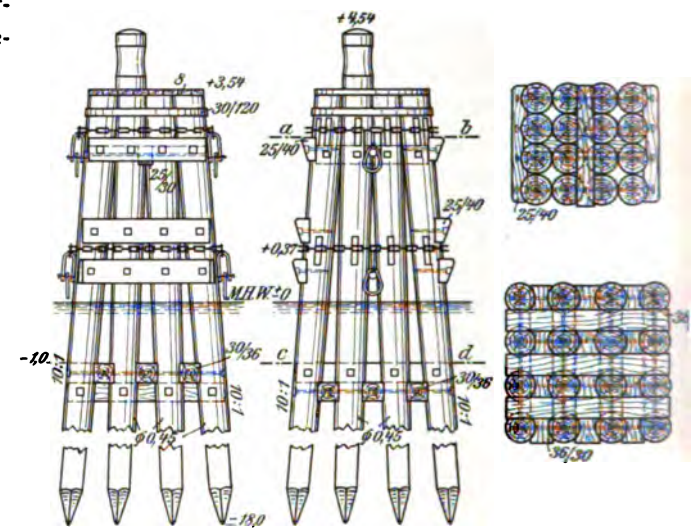


Abb. 367.
Sechzehnpfähliger Dalben aus dem Hafen von Emden.

Einen in Lübeck ausgeführten siebenpfähligen Dalben zeigt Abb. 366. Die unter 6 : 1 geneigten Pfähle sind am Kopfe durch je drei Bolzen mit den gegenüberstehenden verbunden, außerdem sind die Hohlräume zwischen den Pfählen durch Holzstücke ausgefüttert. Eine zweite Verbindung liegt in Höhe des M.W. und besteht aus drei Doppelzangen. Die Befestigung der Schiffe erfolgt nur an dem Königspfahl.

Diese Dalben genügen nur für kleinere Schiffe, bei den für große Schiffe bestimmten wächst die Zahl der Pfähle auf sechzehn und mehr. So sind z. B. im Emdener Hafen 9-, 16- und 20pfählige Dalben zur Anwendung gelangt, von denen Abb. 367 einen der 16pfähligen darstellt. Die Pfähle sind hier im Grundriß quadratisch angeordnet worden, infolgedessen steht der Königspfahl nicht in der Mitte. Diese

Anordnung besitzt den Vorteil einer leichten und guten Verbindung aller Pfähle, wie es die der Abbildung beigegebenen Querschnitte dartun. Die Verbindung ist am Kopfe und in der Mitte zwischen H.W. und N.W. durch Bolzen und Holzzangen bewirkt worden. Außerdem sind die Dalben durch zwei starke Ketten umschlungen, in die Schiffsringe eingehängt sind. Die Schiffe werden durch über und unter den Ketten angebrachte Holzknaggen vor Berührungen mit den Ketten geschützt. Auf der Oberseite ist der Dalben mit einem Bohlenbelag abgedeckt.

Wo die Dalben so stehen, daß die Schiffe unmittelbar mit ihnen in Berührung kommen, müssen sie so gestellt sein, daß sie eine der Längsseiten den Schiffen zukehren, damit nicht ein einzelner Pfahl allein beansprucht wird.

Da die zuletzt beschriebenen Dalben für größte Schiffe sich noch nicht als ausreichend zeigten, sind sie, da die Schiffe zwischen ihnen liegen, in der Längsrichtung durch vier weitere Pfähle verstärkt worden, so daß zwanzigpfählige Dalben entstanden.

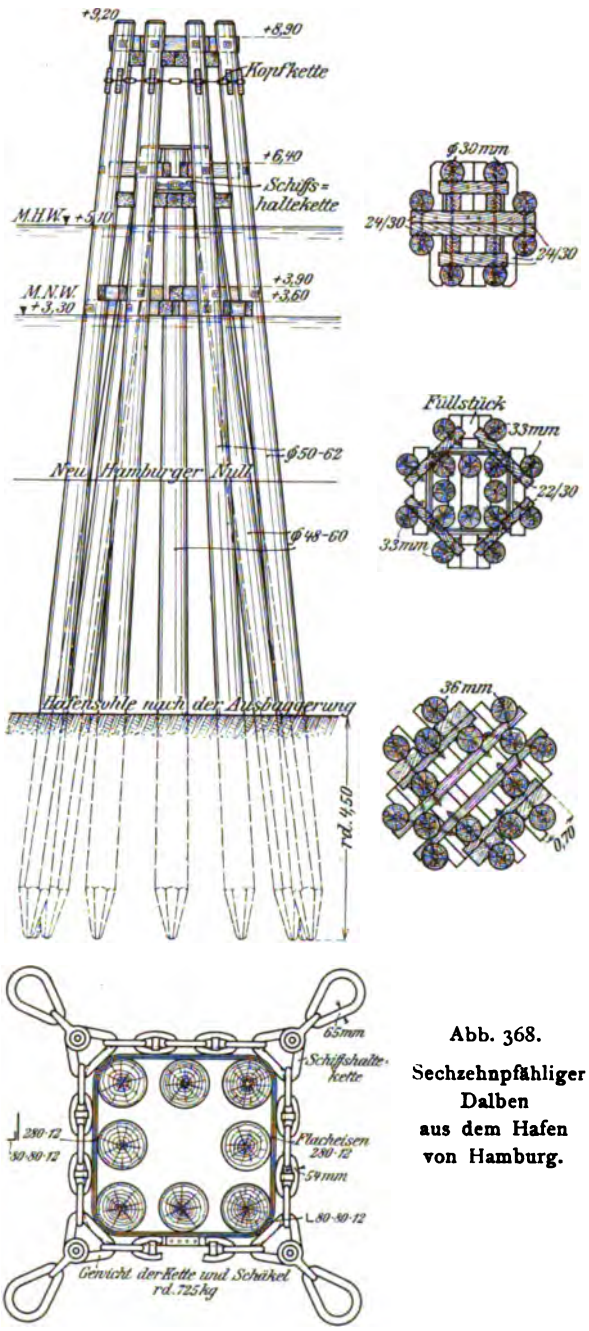


Abb. 368.
Sechzehnpfähliger Dalben aus dem Hafen von Hamburg.

In wesentlich anderer Weise als die vorstehenden sind in Hamburg die großen 16pfähligen Dalben angeordnet worden. Es werden dort aus je acht Pfählen stumpfe Pyramiden gebildet, die sich umschließen (Abb. 368). Dabei reichen nur die Pfähle der äußeren Pyramide bis über das höchste H.W. hinaus, während die der inneren 1,60 m über M.H.W. endigen. Die Neigung der Pfähle wechselt von 5 : 1 bis 8 : 1;

ihre Verbindung erfolgt an drei Stellen, am Kopf, dicht über dem M.N.W. und in der Mitte zwischen diesen Punkten. Als Verbindungsmittel dienen Zangen und Bolzen. Da es auch bei noch so guter Verbindung nicht gelingt, Biegungsspannungen von den Pfählen der starren Dalben fernzuhalten, so sind bei diesem Beispiel die Pfähle mit dem stärkeren Wurzelende nach unten gerammt worden, da dadurch der größere Querschnitt an die Stelle der stärksten Beanspruchung und Abnutzung kommt. Zur weiteren Verbindung dient eine am oberen Ende um die äußere Pyramide geschlungene Kopfkette mit Spannschloß.

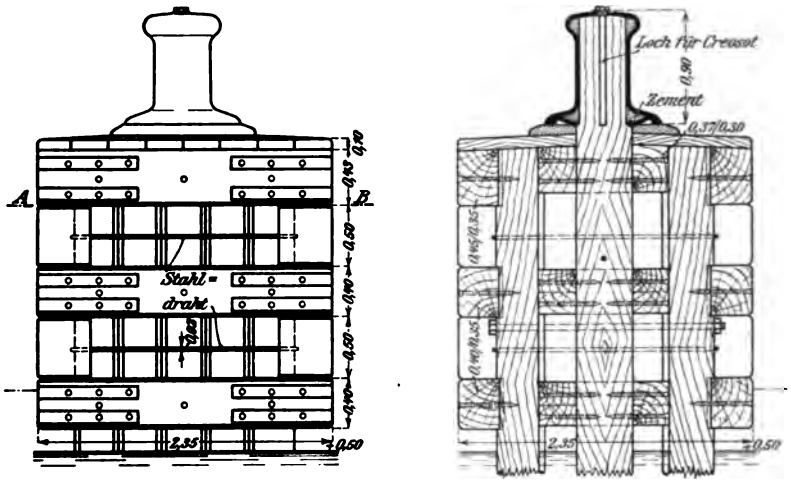


Abb. 369. Neunpfähliger Dalben aus dem Hafen von Amsterdam.

Zum Festmachen der Schiffe sind vier Schiffsringe bestimmt, die in eine um den Kopf der inneren Pyramide geschlungene starke Kette eingereiht sind. An dieser Stelle sind die Pfähle mit einem aus einem Stehblech und einem Winkel bestehenden genieteten Eisenring versehen, der sowohl die Kette gegen Abgleiten schützt als auch das Durchscheuern der Pfahlköpfe verhindert.

Die Dalben der zweiten, der nachgiebigen Art, sind vorwiegend in holländischen Häfen in Gebrauch. Bei ihnen stehen alle Pfähle senkrecht und werden daher lediglich auf Biegung beansprucht. Da das Holz zu den Dalben dort meist aus dem Auslande stammt und in beschlagenem Zustande ankommt, gewöhnlich wird Pitch-pine angewandt, so findet man dort fast durchweg vierkantige Pfähle. Ein Beispiel eines in Amsterdam gebräuchlichen neunpfähligen Dalbens gibt Abb. 369. Die neun Pfähle sind am oberen Ende durch starke Holzfutter miteinander in Verbindung gebracht, ferner mit zwei Drahtseilen umschlungen und außen in drei Lagen mit starken Prellhölzern versehen, die an den Ecken abgerundet und mit Eisenbändern beschlagen sind. Über die mit starken Bohlen abgedeckte Kopffläche erhebt sich der Mittelpfahl,

der mit einer starken Gußeisenhaube geschützt ist und allein zum Festmachen dient.

Von den vorstehend beschriebenen regelmäßigen Formen weichen in ihrer Grundrißgestaltung diejenigen ab, welche an der Einfahrt von Hafenbecken oder von Schleusen errichtet werden oder vor vorspringenden Hafenbauwerken Platz finden. Während erstere eine mehr einseitige Gestalt erhalten, wobei die der Einfahrt zugekehrte Seite von lotrecht gestellten Pfählen begrenzt wird und ihre Abstützung auf der Rückseite und nach den Seiten durch schräge Stützpfähle erfolgt, wird bei den letzteren gewöhnlich eine dreieckige Grundrißgestalt gewählt. Im übrigen ist die Durchbildung und Ausstattung der Dalben auch an diesen Stellen die gleiche wie bei den vorbeschriebenen regelmäßigen, so daß sich ein weiteres Eingehen auf die unregelmäßigen Formen erübrigt.

c) Bauweise der Ankerbojen.

Die früher aus Holz gebildeten Ankerbojen werden heute ausschließlich aus Eisen geformt. Sie bestehen aus zylindrischen Körpern von 2 bis 3 m Durchmesser, meist mit lotrechter, seltener mit wagerechter Achse, oder auch aus einem oberen zylindrischen und einem unteren kegelförmigen Teil; es kommen aber auch abgerundete Formen vor. Der Rauminhalt und damit die Schwimmfähigkeit des Bojenkörpers muß so bemessen werden, daß sie auch die schwersten Trossen und Ketten einschließlich der Ankerketten mit Sicherheit tragen können. Besonderes Gewicht ist auf völlige Wasserdichtigkeit zu legen, aus diesem Grunde verdienen die neuerdings für Beleuchtungszwecke hergestellten geschweißten Bojen auch Beachtung für Ankerbojen. Die Dichtigkeit der Bojen wird in der Regel alljährlich einmal durch eine Druckprobe nachgeprüft und gleichzeitig der Anstrich erneuert. Um in das Innere zu gelangen, wird auf der Oberseite ein Mannloch vorgesehen. Wird das Innere bei größeren Bojen in mehrere wasserdichte Abteilungen zerlegt, so muß man natürlich jede derselben mit einem Mannloch versehen.

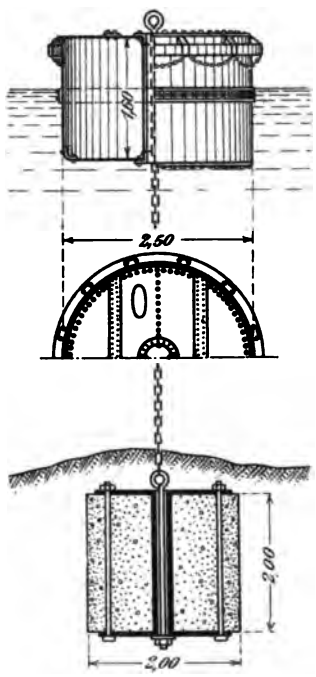


Abb. 370. Festmacheboje aus dem Kieler Hafen.

Zum Schutz gegen Berührungen mit Schiffen erhalten die Bojen am oberen Rande gewöhnlich eine hölzerne Scheuerleiste. Zur Befestigung der Schiffe wird in der Mitte der Oberfläche an einem durch die Bojen hindurchgeführten starken Bolzen eine Öse mit Schiffsringen angebracht. In der Regel wird dieser Bolzen mit Hilfe eines in den Bojenkörper eingenieteten Rohres durch die Bojen durchgeführt und mit einem Auge zum Anschluß der Ankerkette versehen. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß die Bojen selbst durch den auf die Ankerketten kommenden Zug

nicht in Anspruch genommen werden. Man findet jedoch auch Bojen, bei welchen dieser Grundsatz nicht befolgt wurde. Es empfiehlt sich, außer den für die großen Schiffe bestimmten Ringen am Rande der Boje kleinere für das Festmachen von Booten vorzusehen oder für diesen Zweck Ketten am Umfange zu befestigen.

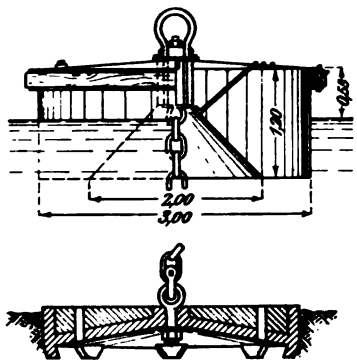


Abb. 371. Festmacheboje aus dem Hafen von Genua.

Ein Beispiel einer zylindrischen, in der beschriebenen Weise ausgebildeten Boje zeigt Abb. 370, wie sie im Kieler Hafen mehrfach zur Anwendung gelangt ist. Diese Bojen liegen, sowie sie Zug aufzunehmen haben, schief und erschweren daher das Betreten. Um diesen Übelstand zu vermeiden, hat man in Genua z. B., wie Abb. 371 zeigt, eine kesselförmige Aussparung auf der Unterseite vorgesehen, die der Ankerkette freies Spiel läßt.

Eine von den vorstehenden abweichende, in holländischen Häfen ausgeführte Bojenform zeigt Abb. 372. Die Boje besitzt im Querschnitt eine etwas gedrückte Eiform; für den Ankerbolzen ist kein besonderer Hohlraum hergestellt und das Bolzenloch durch Gummieinlagen gedichtet worden. Am Rande angebrachte Bügel gestatten das Festmachen der Boote.

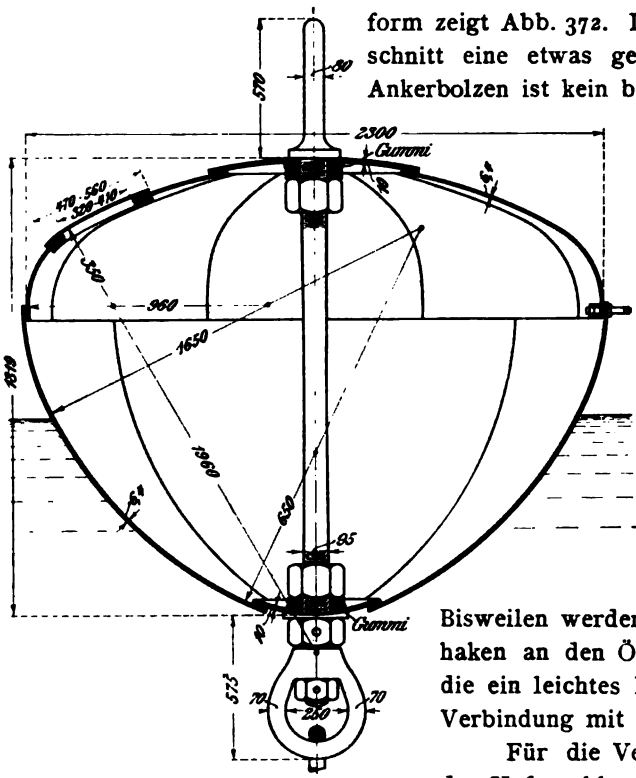


Abb. 372. Festmacheboje aus holländischen Häfen.

Das Befestigen der Schiffe erfolgt bei Anwendung von Ketten durch ein Kettenschloß (Abb. 373) und bei Benutzung von Trossen durch ein ebensolches Schloß in Verbindung mit einem Trossenhaken. Bisweilen werden auch besondere Schlipphaken an den Ösen der Boje vorgesehen, die ein leichtes Herstellen und Lösen der Verbindung mit den Schiffen ermöglichen.

Für die Verankerung der Bojen auf der Hafensohle stehen verschiedene Mittel zur Verfügung. Die Verwendung gewöhnlicher Anker ist selten, sie ist nur bei gutem Ankergrund zuverlässig und hat dann immer noch den Übelstand, daß durch einen Anker nur in einer Richtung eine sichere Befestigung erlangt wird. Werden Anker angewendet, so muß man daher zwei oder besser drei verwenden.

die man zunächst durch Ketten verbindet, von deren Verbindungspunkt aus die eigentliche Bojenkette mit einem Wirbel beginnt.

Gebräuchlicher ist die Befestigung der Bojen an schweren Eisenplatten, die bis zu 2,7 m Durchmesser erhalten und bis zu 5 t Gewicht erreichen; in der Regel werden diese Platten, wie Abb. 371 u. 374 zeigen, auf der Unterseite etwas ausgehöhlt, damit sie sich fester an den Boden ansaugen.

An Stelle von Eisenplatten haben auch natürliche und künstliche Steinblöcke, die von einem Bolzen durchbohrt wurden, Anwendung gefunden. Eine

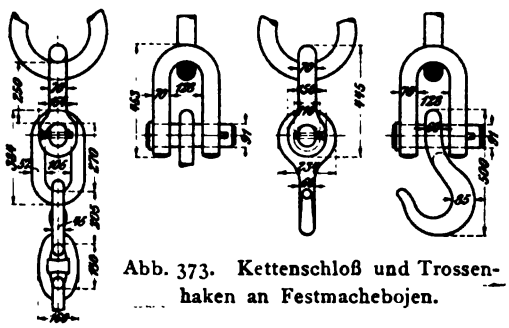
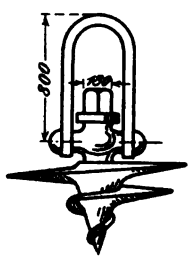


Abb. 373. Kettenschloß und Trossenhaken an Festmachebojen.



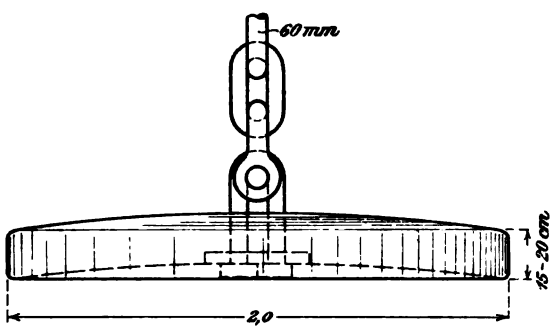


Abb. 374.
Gußeisenplatte zur Verankerung von Bojen.

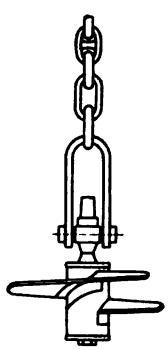


Abb. 375. Schraubenanker zur Befestigung von Bojen.

sehr sichere Befestigung in weicheren Erdarten erhält man auch durch Einschrauben von gegossenen Schrauben von etwa 1 m Durchmesser, wie Abb. 375 erläutert. Derartige Schrauben haben sich bei einem Durchmesser von 1 bis 1,5 m und einer Einschraubtiefe von 2 bis 4 m für die größten Schiffe als ausreichend erwiesen. Das Einschrauben erfolgt mit Hilfe eines langen Schlüssels.

Die Länge der Ankerkette muß so bemessen werden, daß die Bojen auch bei den höchsten Wasserständen nicht unter Wasser gezogen werden, infolgedessen vertreiben die Bojen, wie oben bereits erwähnt, bei niedrigeren Wasserständen von ihrem Ankerpunkt, ein Umstand, der bei der Bemessung der Entfernung der Bojen berücksichtigt werden muß.

Kapitel XII.

Ausstattung der Kaiflächen.

(Straßen, Gleise, Kanäle, Schuppen, Speicher.)

I. Gesamtanordnung der Ausstattung.

a) Kriegshäfen. — b) Zufluchtshäfen. — c) Fischereihäfen. — Beispiele: Geestemünde, Cuxhaven, Ymuiden, Fleetwood. — d) Handelshäfen. — 1. Allgemeines. — 2. Umschlag auf dem Wasser. — 3. Umschlag teils auf dem Wasser, teils nach dem Lande. — 4. Umschlag nach dem Lande, Ab- und Zufuhr durch Landfuhrwerke. — 5. Umschlag nach dem Lande, Güter in Schuppen, Ab- und Zufuhr durch Landfuhrwerke. — Beispiele: New York (Lloyd Pier), La Chalmette, Brunswick, Boston, Montreal. — 6. Umschlag nach dem Lande, Ab- und Zufuhr durch Eisenbahnwagen. — 7. Allgemeine Anordnung der Kaischuppen und Speicher. — 8. Vollkommenste Kaiausstattung mit Gleisen, Straßen, Schuppen und Speichern und Breitenbemessung der Kaiflächen. — Beispiele: Tunis, Rotterdam (Rijnhaven), Rio de Janeiro, Emden, Amsterdam (Ij-Kade), Hamburg (Kuhwärder), Bremen (Hafen I), Stettin, Rotterdam (Wilhelminakade), Amsterdam (Speicherhafen), Le Havre (Quai de la Garonne).

II. Bauliche Ausgestaltung der Kaischuppen.

Grundrißanordnung. — Beispiel: Hamburg (Kaiser-Wilhelm-Hafen). — Baustoffe und Anordnung der Tore; Baustoffe und Anordnung der Dächer und Fenster bezw. Oberlichter. — Einstöckige Schuppen. — Beispiele: Bremen (Hafen I, Hafen II), Emden, Antwerpen (Scheldekai), Danzig (Holm). — Besondere Formen. — Beispiel: Hamburg (Moldauhafen). — Zweistöckige Schuppen. — Beispiele: Königsberg, Genua (Calata de la Chiapella), Manchester, Hamburg (Fruchtschuppen).

III. Bauliche Anordnung der Speicher.

a) Bodenspeicher. — Allgemeine Anordnung. — Beispiele: Bremen, Stettin, Triest, Hamburg, Kopenhagen. — Bauliche Durchbildung: Gründung, Stützen und Decken. — Beispiele: Stettin, Tempelhof. — b) Speicher für schüttbare Güter, Zellenspeicher. — Allgemeine Anordnung, Fördereinrichtungen. — Beispiele: Königsberg (Getreidespeicher), Rosario (Getreidespeicher), Danzig (Holm), (Getreidespeicher).

Da die Häfen nicht für sich allein den Bedürfnissen des Verkehrs dienen können, sondern der Hauptsache nach Umladestellen sind, die den Übergang der Güter von einer Art der Verkehrswege auf eine andere bewirken, da sie ferner nicht Endpunkte des Verkehrs sind, sondern nur einen Zwischenort darstellen, wo die Beförderungsart sich ändert, so muß man die Kaiflächen so ausstatten, daß die verschiedenen Verkehrswege auf die günstigste Weise miteinander in Berührung kommen, und mit Einrichtungen versehen, welche bei dem Übergang der Güter von einer Verkehrsart auf die andere und von einem Zollgebiet in das andere die kaufmännische und steuerliche Behandlung erleichtern.

Hierzu gehören an den Hafenbecken genügend breite Kaiflächen, sodann deren Ausstattung mit Verkehrswegen, Straßen, Gleisen, Kanälen und mit geschützten Plätzen für die Lagerung der Güter, wie Schuppen, Speicher usw.

I. Gesamtanordnung der Ausstattung.

Die Art der Ausstattung der Kaiflächen, worunter hier die hinter der Uferkante liegenden, lediglich für den Hafenverkehr bestimmten Flächen verstanden werden, ist je nach der Zweckbestimmung des Hafens, nach der Art und Menge der Güter und nach den örtlichen Handelsgewohnheiten eine verschiedene.

Für die Behandlung dieses Gegenstandes in dem vorliegenden Abschnitt mag der erste Gesichtspunkt maßgebend sein.

a) Kriegshäfen.

Bezüglich der Ausstattung der Kriegshäfen ist, da sie dem Handel nicht dienen, zu den in Bd. I, S. 25 bis 33 gegebenen Ausführungen nichts Neues hinzuzufügen. Zu erwähnen ist hier vielleicht noch, daß die einzelnen Hafenteile, soweit die Beförderung schwerer Gegenstände in Betracht kommt, mit Gleisen versehen werden. Da es sich hier fast stets um die Bewegung einzelner Wagen handelt, so können auch Drehscheiben Verwendung finden und damit sonst durch Gleise schwer zu erreichende Stellen an das Schienennetz angeschlossen werden.

b) Zufluchtshäfen.

Die Ausstattung der Zufluchtshäfen stellt für den eigentlichen Zweck dieser Häfen, Schutz zu gewähren, keine besonderen Anforderungen. Werden dagegen diese Häfen, über die in Bd. I, S. 33 bis 37 ausführliche Mitteilungen gegeben sind, mit Anlagen für den Umschlag von Gütern versehen, so unterscheiden sich diese von den in Handelshäfen üblichen nur durch den Umfang, nicht durch ihre Ausbildung, so daß es genügt, hier auf die weiter unten folgenden Angaben hinzuweisen.

c) Fischereihäfen.

Wie in Bd. I, S. 37 u. f. ausgeführt ist, kann man Küsten- und See-Fischereihäfen unterscheiden. Von diesen erfordern die ersten kaum eine erwähnenswerte Ausstattung. Abgesehen von der Einfassung der Ufer, der Herstellung von Laufstegen und Festmachepfählen oder Dalben ist für einen solchen Hafen das Vorhandensein luftig gelegener Netztrockenplätze in unmittelbarer Nachbarschaft der Ufer das Haupterfordernis, das noch in Betracht kommt. In größeren Häfen dieser Art ist die Anlage einer oder mehrerer Aufschleppen mit kleinen Werkstätten für die schnelle Ausbesserung beschädigter Schiffe von Vorteil, doch verhältnismäßig selten, da die Fischer geübt sind, diese Arbeiten, solange sie keinen größeren Umfang annehmen, selbst auszuführen. Falls die Wohnungen der Fischer weit vom Hafen entfernt sind, was jedoch selten der Fall ist, kann die Anlage eines Schuppens mit kleinen verschließbaren Abteilungen für die Unterbringung von Fanggeräten empfohlen werden.

Ebensowenig erfordern die Heringshäfen besondere Einrichtungen, wenigstens nicht in deutschen und holländischen Häfen, da hier die Heringe bereits in Fässern verpackt an Land kommen und von den Ufern durch Fuhr-

werke nach Privatanlagen abgefahren werden. Wo dagegen die Fische, wie in England, in ungesalzenem Zustand an Land gebracht werden, kommt die Anlage von Schuppen für das Reinigen, Aussuchen, Salzen und Verpacken in der Nähe der Ufer in Frage. Ebenso wie die Hafenanlagen selbst befinden sich diese Anlagen in den Händen von Gesellschaften und werden nach deren Anschauungen und Erfahrungen eingerichtet, so daß sich keine allgemeinen Regeln angeben lassen.

Die Seefischereihäfen dagegen, die in erster Linie dem Frischfischfang dienen, machen besondere Einrichtungen erforderlich, damit sie ihrer Hauptaufgabe, Gelegenheiten zu einem raschen Verkauf und einer beschleunigten Zuführung der ankommenden Fänge an die Verbraucher zu bieten, gerecht werden können. Über die hierfür erforderlichen Gesamtanlagen sind bereits in Bd. I, S. 45 u. f. zahlreiche Angaben gemacht worden.

Nach diesen Ausführungen darf als zweckmäßige Lösung für die vorliegenden Aufgaben die Anordnung angesehen werden, bei der zunächst der Kaikante ein 3 bis 7 m breiter Uferstreifen vorgesehen wird, der zum Absetzen der von den Schiffen gelöschten Fischkörbe dient, auf dem auch, wie z. B. in Geestemünde, eine fahrbare elektrische Winde oder ein Laufkran sich bewegt, der zum Löschen der Fänge benutzt wird, damit die Schiffsbesatzung und die Maschinen während dieser Zeit Ruhe haben. Eine besondere, in Hamburg benutzte Anlage zum Entladen der Fischdampfer wird im nächsten Kapitel bei der Besprechung des Spills erläutert.

An diesen Streifen schließt dann ein langgestreckter Schuppen an, der gewöhnlich zweistöckig angelegt wird. Im unteren Geschoß wird an der Wasserseite zunächst ein durch die ganze Halle laufender, 10 bis 12 m breiter Streifen freigehalten und für die Versteigerung der Fische verwendet. Hier werden die Fänge sogleich nach dem Löschen in rechteckigen Kasten von etwa 60 kg Gewicht, getrennt nach Fischarten und Größen, ausgebreitet und versteigert. Die Fische werden nun mit Handwagen zu den Geschäftsräumen der einzelnen Fischhändler geführt, die den zweiten Teil der Halle einnehmen und aus den an die Händler verpachteten Packräumen bestehen. Zwischen dem Platz für die Versteigerung und den Packräumen wird für die Längsbewegung der Fische zweckmäßig ein 5 bis 10 m breiter, straßenmäßig befestigter Gang angeordnet, der, abgesehen von dem genannten Zweck, von den Fuhrwerken benutzt wird, um die fertig verpackten Sendungen nach der Versandhalle zu befördern und die nicht für den Versand bestimmten Fische den am Hafen bestehenden Fischverwertungsanstalten zuzuführen.

Die Breite der Packräume erreicht meist 10 bis 12 m, dahinter werden am besten noch Kühl- und Eisräume von zusammen gleicher Ausdehnung angeschlossen, die durch einen kleinen Vorraum zugänglich sind.

Im oberen Geschoß finden die Kontore, Lagerräume für Packstoffe, Netze usw. Platz. Das zweite Geschoß kann über die ganze Breite der Halle oder auch nur auf einen Teil derselben ausgedehnt werden.

Eine derartige Ausbildung der Ufer eines Fischereihafens gestattet, wie leicht ersichtlich, die schnellste Beförderung der Fische vom Dampfer bis in den für den Versand fertigen, verpackten Zustand.

Die weitere Ausstattung der Ufer kann nun in verschiedener Weise erfolgen.

So ist hinter den Packhallen die Anlage einer 5,0 m breiten Straße für die Anfuhr von Packstoffen, Eis und andere Zwecke sehr empfehlenswert. Sie kann auch dazu dienen, Fischabfälle usw. den Anlagen der Fischgewerbe zuzuführen. In oder hinter der Straße ist dann die Anordnung eines oder zweier Gleise angemessen, wenn der Betrieb so groß ist, daß größere Mengen Packstoffe mit der Bahn ankommen und den einzelnen Fischhändlern ohne Umladung zugestellt werden sollen, oder wenn die Abfertigung ganzer Wagenladungen von Fischen erfolgt, so daß es wirtschaftlicher ist, die Eisenbahnwagen an die Geschäftsräume der Fischhändler heranzubringen, als die Fische nach der Versandhalle zu fahren.

Wird, wie es z. B. in Geestemünde geschehen ist, hinter der Straße noch ein besonderer Pachtstreifen zur Anlage von Fischhäusern und Fischgewerben vorgesehen, dessen Breite auf 30 bis 40 m angenommen werden kann, so wird als Ort für die Eisenbahnverbindung auch der Raum hinter diesen Plätzen

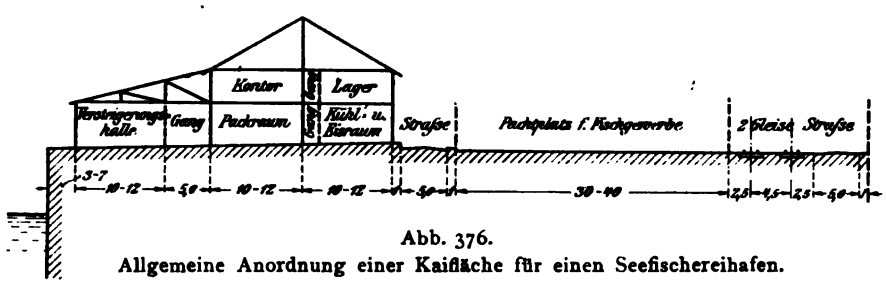


Abb. 376.
Allgemeine Anordnung einer Kaifläche für einen Seefischereihafen.

in Frage kommen; zum Abschluß der ganzen Anlage ist dann hier noch eine Straße von etwa 5,0 m Breite zu empfehlen.

Ein den vorstehend beschriebenen Verhältnissen entsprechender allgemeiner Querschnitt des Kais eines Seefischereihafens würde dann der Darstellung auf Abb. 376 entsprechen müssen. Als Breite der Kaiflächen würden sich danach 86,5 bis 111,5 m ergeben.

Hierzu mag noch bemerkt werden, daß der 30 bis 40 m breite Platz für das Fischgewerbe nicht unmittelbar hinter dem Kai liegen muß, sondern auch an anderen, dem Hafen benachbarten Stellen untergebracht werden kann; die angegebenen Maße ermäßigen sich dann, da auch 7,0 m für den Fortfall einer Straße in Abzug gebracht werden können, auf 49,5 bis 64,5 m.

Die Anordnung einer Straße hinter der Packhalle dürfte nur dann nützlich sein, wenn dahinter Pachtflächen für fischgewerbliche Anlagen kommen. Ist das nicht der Fall, dann ist die Anordnung von zwei Eisenbahngleisen hinter der Packhalle wohl die beste Lösung, sofern eine genügend breite Straße innerhalb der Halle zwischen Versteigerungs- und Packräumen vorgesehen worden ist.

Als Beispiel für eine zweckmäßige Ausstattung der Ufer eines Seefischereihafens sei der auf Abb. 377 dargestellte Querschnitt durch die Pack-

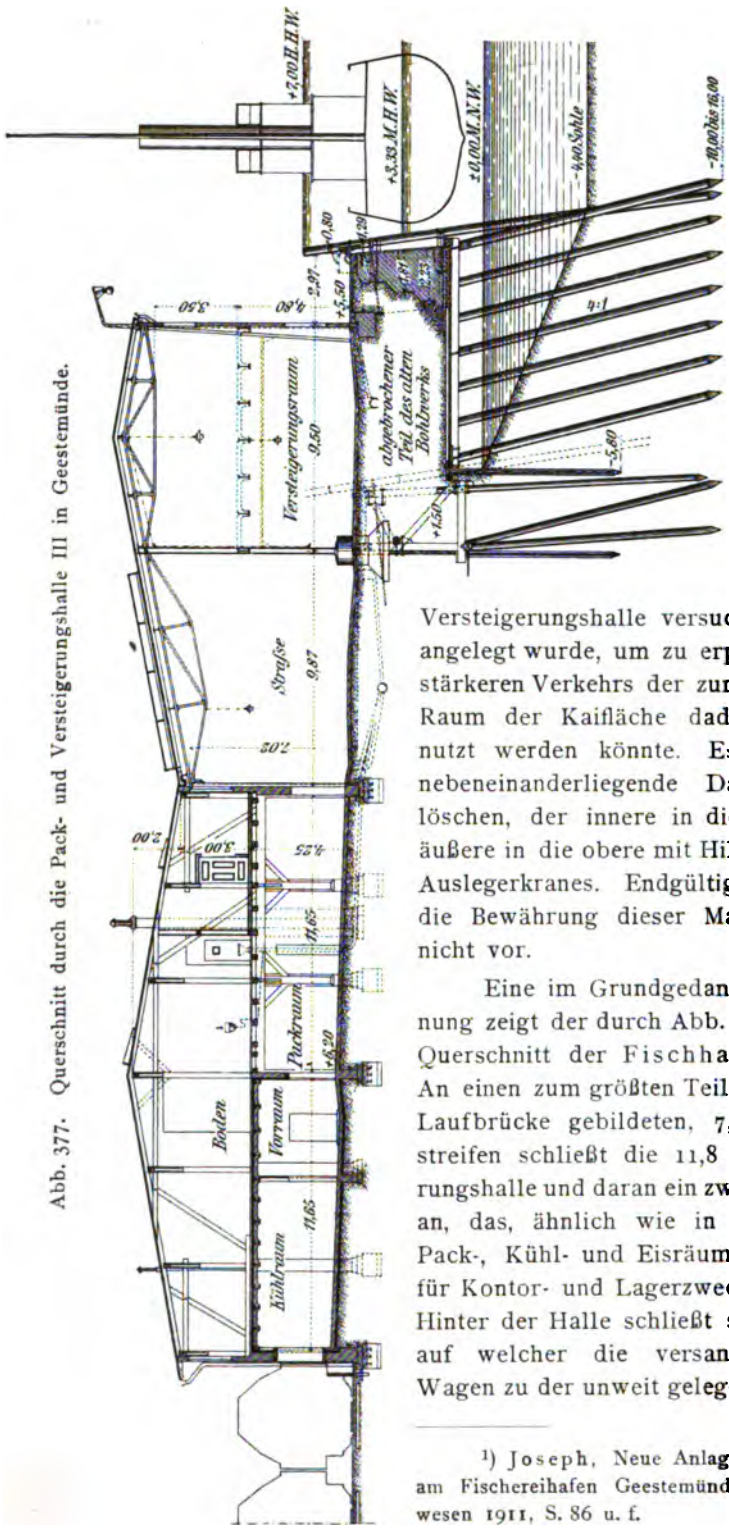


Abb. 377. Querschnitt durch die Pack- und Versteigerungshalle III in Geestemünde.

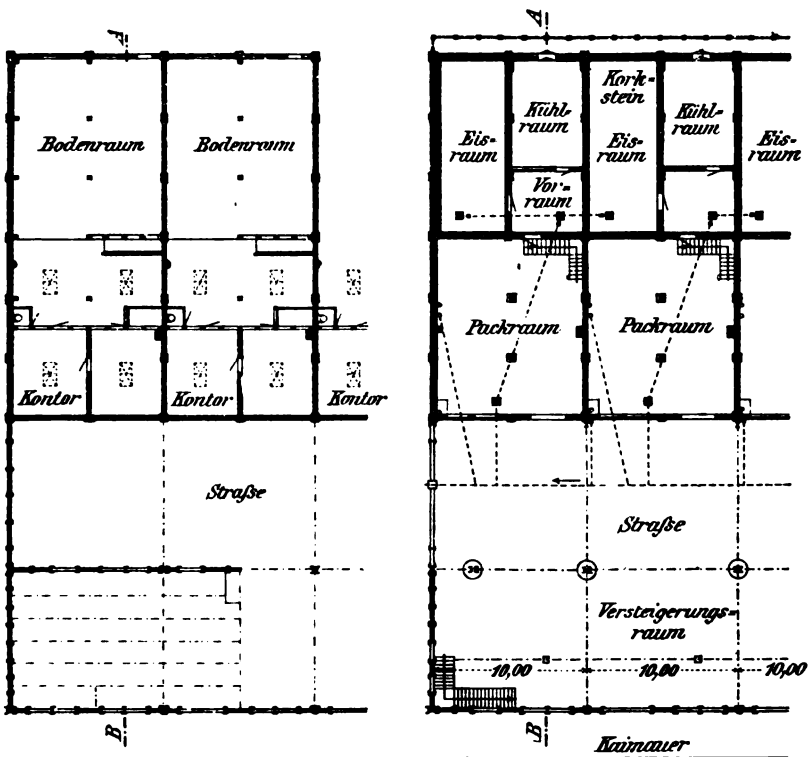
und Versteigerungshalle III in Geestemünde hier vorgeführt.[1]) Die Anordnung entspricht, wie leicht ersichtlich, den vorstehenden Ausführungen, so daß besondere Erläuterungen entbehrlich erscheinen. Die Verteilung der Räume im Grundriß wird durch Abb. 378 klargestellt. Zu bemerken ist noch, daß ein Teil der Versteigerungshalle versuchsweise zweistöckig angelegt wurde, um zu erproben, ob zu Zeiten stärkeren Verkehrs der zur Verfügung stehende Raum der Kaifläche dadurch besser ausgenutzt werden könnte. Es sollen dann zwei nebeneinanderliegende Dampfer gleichzeitig löschen, der innere in die untere Halle, der äußere in die obere mit Hilfe eines elektrischen Auslegerkranes. Endgültige Erfahrungen über die Bewährung dieser Maßregel liegen noch nicht vor.

Eine im Grundgedanken ähnliche Anordnung zeigt der durch Abb. 379 wiedergegebene Querschnitt der Fischhalle in Cuxhaven. An einen zum größten Teil durch eine hölzerne Laufbrücke gebildeten, 7,0 m breiten Uferstreifen schließt die 11,8 m breite Versteigerungshalle und daran ein zweistöckiges Gebäude an, das, ähnlich wie in Geestemünde, unten Pack-, Kühl- und Eisräume enthält und oben für Kontor- und Lagerzwecke verwendet wird. Hinter der Halle schließt sich eine Straße an, auf welcher die versandfertige Ware mit Wagen zu der unweit gelegenen Güterannahme-

[1]) Joseph, Neue Anlagen und Verbesserungen am Fischereihafen Geestemünde. Zeitschrift für Bauwesen 1911, S. 86 u. f.

stelle gebracht wird. Später soll hinter die Halle ein Eisenbahngleis geführt werden.

Im wesentlichen den vorigen Hallen ähnlich ist auch die neuere in Ymuiden errichtete und durch Abb. 380 dargestellte Fischhalle; eine Ab-



Boden. Erdgeschoß.

Abb. 378. Teil des Grundrisses der Pack- und Versteigerungshalle III in Geestemünde.

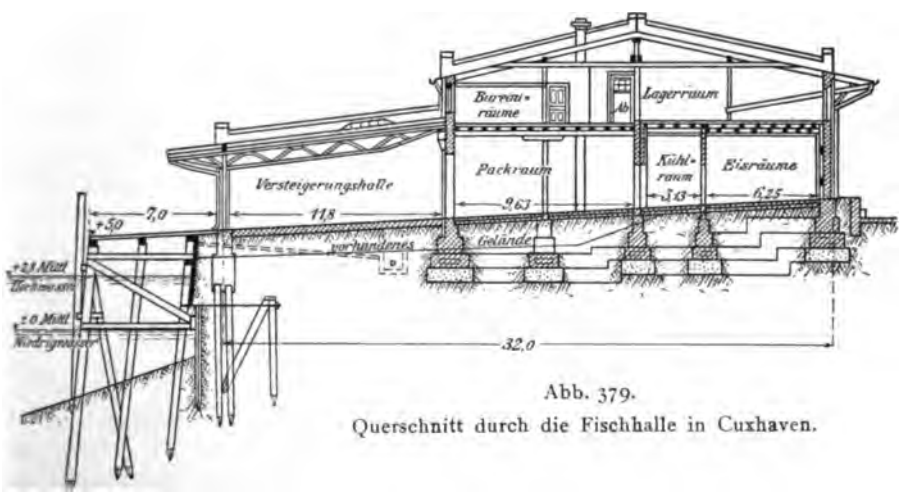


Abb. 379.
Querschnitt durch die Fischhalle in Cuxhaven.

weichung besteht nur insofern, als die Halle noch unterkellert ist, um gesalzene oder geräucherte Fische in Fässern oder Kisten unterzubringen. Für den Übergang der Güter auf die Eisenbahn sind unmittelbar hinter der Halle drei Eisenbahngleise angeordnet. Der Hallenfußboden steigt allmählich so hoch über das Hafenplanum an, daß er gegenüber dem ersten Gleis die für bequemes Überladen erforderliche Rampenhöhe erreicht.

Für die schnelle weitere Beförderung der Fische ins Binnenland muß in der Nähe der Fischhallen eine Versandhalle mit mehreren Ladesteigen angelegt werden. Hierhin werden die fertigen Sendungen mit Rollwagen, soweit

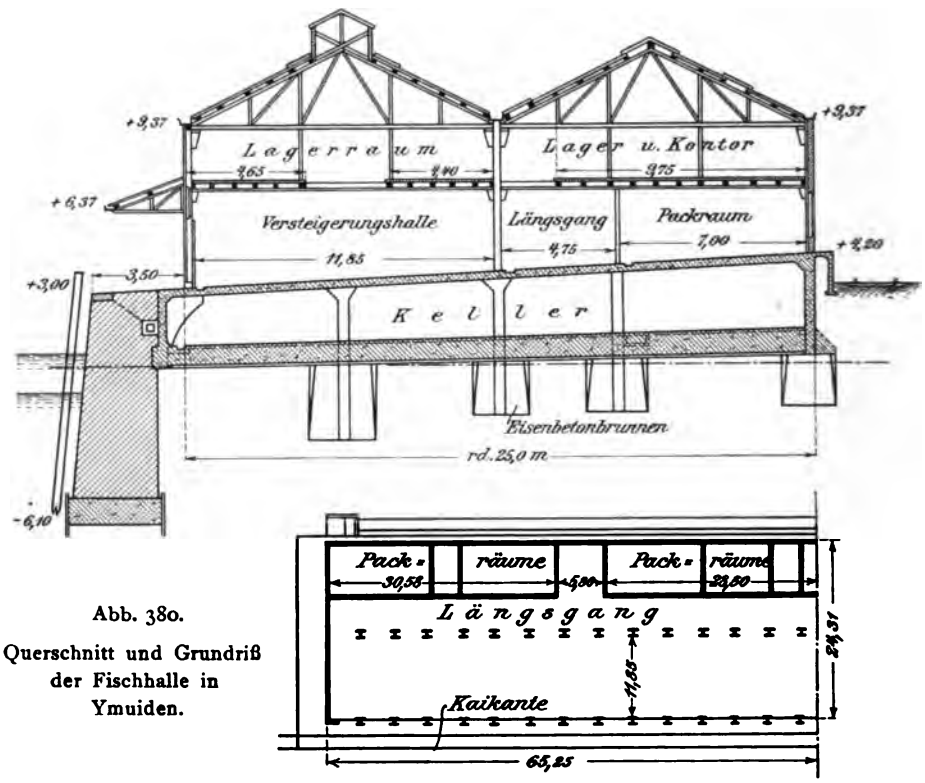


Abb. 380.

Querschnitt und Grundriß der Fischhalle in Ymuiden.

nicht einzelne Eisenbahnwagen von den Hallen aus unmittelbar beladen werden, geschafft und der Eisenbahn zur Beförderung übergeben. In Verbindung mit der Versandhalle steht in der Regel ein kleiner Verschiebebahnhof, auf welchem die von der Versandhalle kommenden Wagen geordnet und zu Zügen zusammengestellt werden.

Während bei einem Seefischereihafen der größere Teil der Ufer mit den beschriebenen Fischhallen am zweckmäßigsten ausgestattet wird, um seine eigentliche Aufgabe zu erfüllen, muß ein anderer Teil der Ufer mit Einrichtungen versehen werden, um Fischdampfer mit Kohlen, Eis und Proviant für die Ausreise zu versehen. Für diese Anlagen kann eine Anordnung, wie sie in Geestemünde auf dem östlichen Hafenufer getroffen wurde, empfohlen werden. Dort befindet sich unmittelbar an der Kaikante eine Straße mit zwei

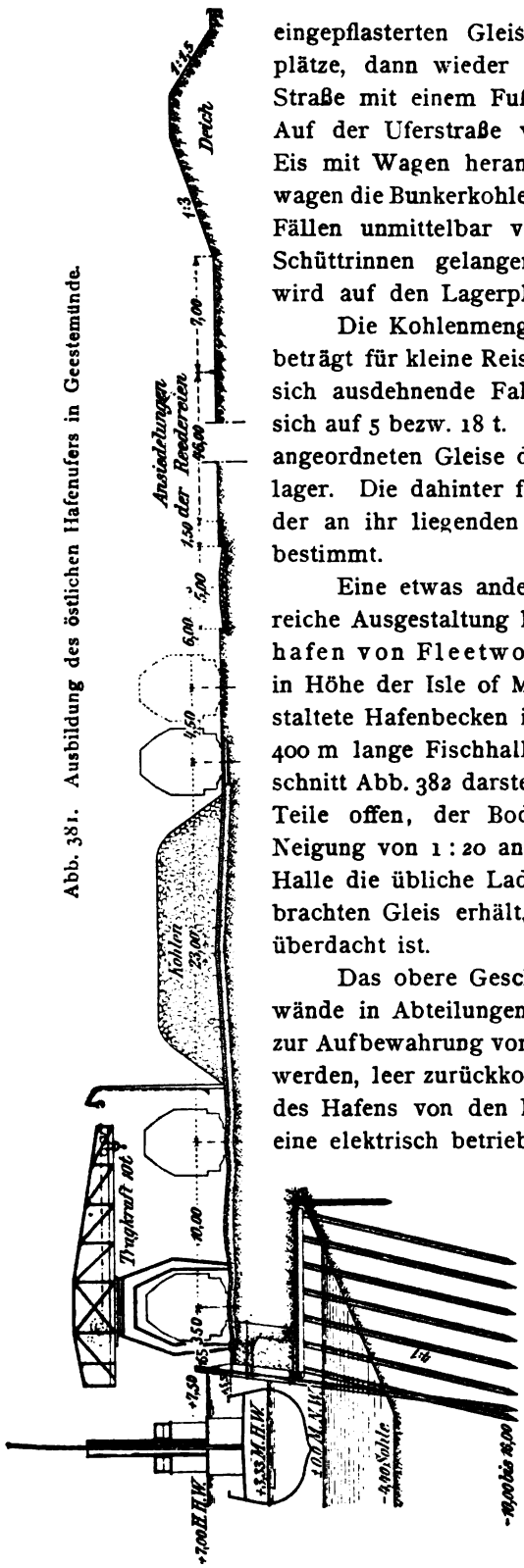


Abb. 381. Ausbildung des östlichen Hafenufers in Geestemünde.

eingepflasterten Gleisen, dahinter liegen Kohlenlagerplätze, dann wieder zwei Gleise und eine 5,0 m breite Straße mit einem Fußsteig von 1,5 m Breite (Abb. 381). Auf der Uferstraße werden die Lebensmittel und das Eis mit Wagen herangebracht und auch in Eisenbahnwagen die Bunkerkohlen angefahren, welche in den meisten Fällen unmittelbar von den Wagen in die Schiffe mit Schüttrinnen gelangen. Verhältnismäßig wenig Kohle wird auf den Lagerplätzen vorrätig gehalten.

Die Kohlenmenge für einen großen Fischdampfer beträgt für kleine Reisen 30 t, für große, bis nach Island sich ausdehnende Fahrten 120 t; der Eisbedarf beläuft sich auf 5 bezw. 18 t. Die beiden hinter den Lagerplätzen angeordneten Gleise dienen zur Auffüllung der Kohlenlager. Die dahinter folgende Straße ist für den Verkehr der an ihr liegenden Ansiedlungen der Fischreedereien bestimmt.

Eine etwas anders durchgebildete, aber sehr lehrreiche Ausgestaltung hat der neu angelegte Fischereihafen von Fleetwood[1]) an der englischen Westküste in Höhe der Isle of Man erhalten. Das rhombisch gestaltete Hafenbecken ist an zwei Seiten durch eine rund 400 m lange Fischhalle eingefaßt worden, deren Querschnitt Abb. 382 darstellt. Die Fischhalle ist im unteren Teile offen, der Boden steigt allmählich unter einer Neigung von 1 : 20 an, so daß er an der Rückseite der Halle die übliche Ladehöhe gegenüber dem dort angebrachten Gleis erhält, das durch eine besondere Halle überdacht ist.

Das obere Geschoß wird durch Längs- und Querwände in Abteilungen verschiedener Größe zerlegt, die zur Aufbewahrung von Fischkasten dienen. Diese Kasten werden, leer zurückkommend, an einer besonderen Stelle des Hafens von den Eisenbahnwagen ausgeladen, durch eine elektrisch betriebene Aufzugs- und Förderanlage in das obere Geschoß der Schuppen geschafft und dort auf den in dem vorderen Flur befindlichen Gleisen weiterbefördert.

Für die Eisversorgung der Dampfer ist ein besonderer Eisspeicher errichtet worden; von diesem gelangt das Eis auf elektrisch angetriebene Förderbänder,

[1]) The Engineer vom 28. April 1911, S. 426 u. f.

die auf Kragarmen an der Wasserseite der Schuppen untergebracht sind, so daß es durch Abwurfvorrichtungen an beliebiger Stelle mit Hilfe von Schüttrinnen in die Schiffe geleitet werden kann.

Für die Kohlenversorgung ist eine dritte Seite des Hafenbeckens nach Abb. 383 ausgestaltet worden. Die Anlage umfaßt vier Gleise, die durch eine

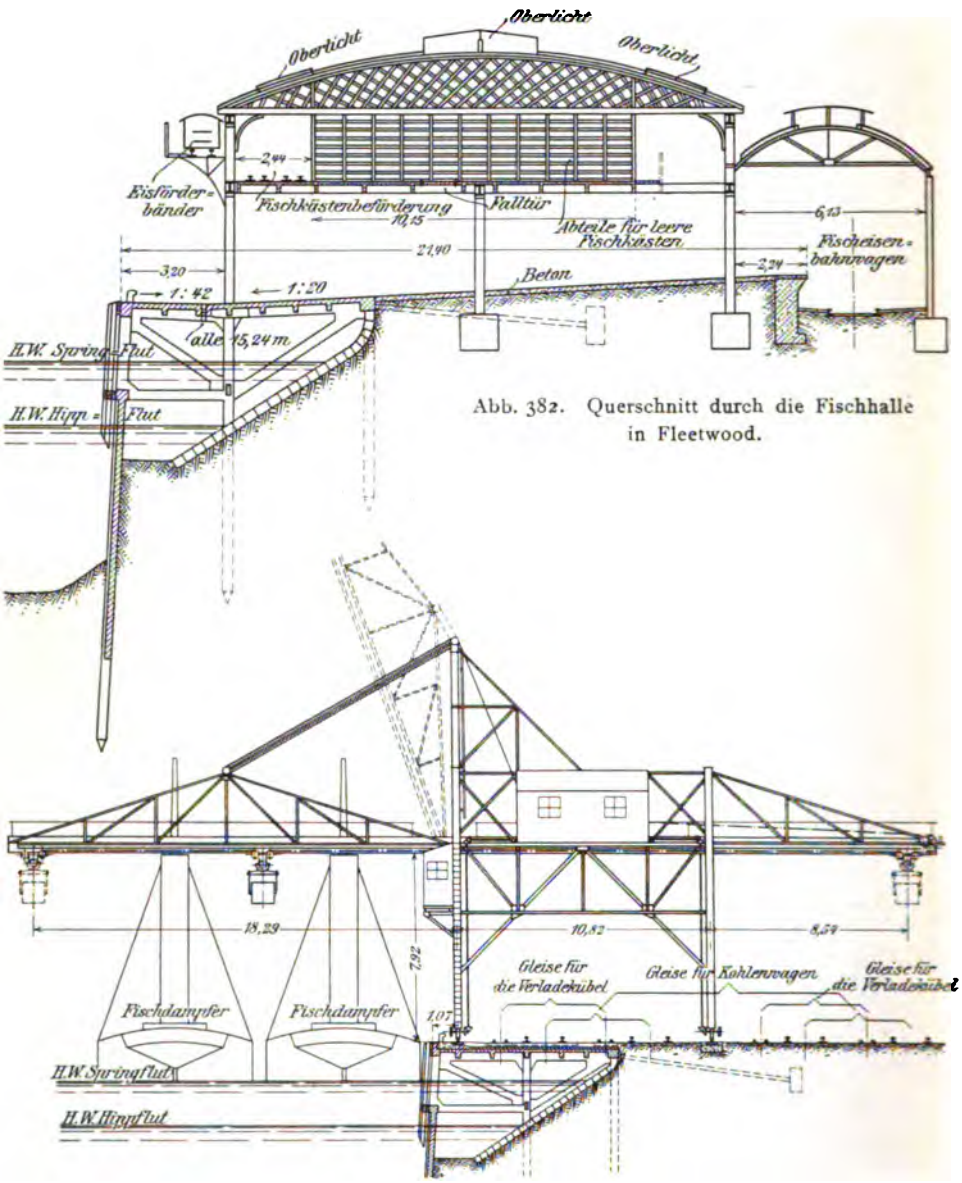


Abb. 382. Querschnitt durch die Fischhalle in Fleetwood.

Abb. 383. Verladeeinrichtung für die Kohlenversorgung der Fischdampfer in Fleetwood.

fahrbare Verladebrücke überspannt werden, welche gleichzeitig mit einem Ausleger über zwei Dampfer hin fortgreift. Die Kohle gelangt von den Eisenbahnwagen in kleine fahrbare Kübel, die von der Verladebrücke aufgehoben

und in die Schiffe entleert werden. Die Brücke besitzt eine Leistungsfähigkeit von 50 t in der Stunde, kann mithin in dieser Zeit zwei Dampfer mit Kohle versorgen. Durch die ganze Anordnung wird eine sehr schnelle Abfertigung der Fischdampfer erreicht.

d) Handelshäfen.[1])

I. Allgemeines. Die Ausstattung der Handelshäfen wird von zahlreichen Umständen beeinflußt, die in den einzelnen Häfen von verschiedener Bedeutung sind und daher auch zu sehr verschiedenartigen Anordnungen führen.

Diese Umstände können zunächst in der Art der Schiffe begründet sein insofern, als Segelschiffe mit ihren geringeren Mengen weniger wertvoller Güter einfachere Einrichtungen als Dampfschiffe mit großen Mengen und wertvollen Ladungen bedingen. Hierbei spielt auch eine Rolle, ob die Schiffe den Dienst auf bestimmten regelmäßigen Linien mit festgesetzten Abfahrtzeiten als sogenannte Reihenfahrer versehen, die stets freien Platz vorfinden müssen und in kürzester Frist abzufertigen sind, oder ob sie in wilder Fahrt sich nach Bedarf im Hafen aufhalten und das Löschen und Laden langsam oder schnell betreiben.

In der Art der Schiffe ist es auch begründet, ob sie mit eigenen Hilfsvorrichtungen das Bewegen der Güter besorgen, wie es in der Regel bei Segelschiffen der Fall ist, oder ob an den Kais für diesen Zweck die erforderlichen Geräte vorgesehen werden müssen oder ob beides gleichzeitig geschieht.

Ein zweiter in Betracht kommender Gesichtspunkt ist in der Art der Waren zu erblicken. Die Behandlung ist eine andere, je nachdem es sich um geringwertige Massengüter oder um wertvolle Stückgüter handelt. Die ersteren werden meistens an einen Empfänger gerichtet sein, die letzteren gewöhnlich an eine ganze Anzahl. Diese machen daher nach dem Löschen Untersuchungen und Besichtigungen behufs Anerkennung und Trennung nach den verschiedenen Empfängern erforderlich und verlangen übersichtliche Ausbreitung, während jene meist in beliebig großen Haufen aufgestapelt werden können. Die Beschaffenheit der Waren bestimmt auch, ob sie frei auf der Kaifläche lagern können oder ob für ihre Unterbringung gedeckte Räume vorgesehen werden müssen.

Bei den durch die Beschaffenheit der Waren begründeten Einrichtungen spielen ferner die örtlichen Handelsgewohnheiten ebenso wie die Zollverhältnisse eine große Rolle. Die Ausstattung ist anders zu bemessen in einem Hafen, in dem die Zollbeamten jederzeit bei dem Lösch- und Ladegeschäft mitwirken, als in einem Freihafen, wo sich das Umschlagsgeschäft ohne deren Mitwirkung vollzieht.

Einen weiteren Einfluß auf die Ausgestaltung übt die Art der Weiterbeförderung der Waren auf den Binnenverkehrswegen aus. Es ist dabei zu unterscheiden, ob die Güter sofort nach dem Löschen mit Landfuhrwerken oder mit der Eisenbahn oder mit Binnenfahrzeugen abgefahren werden, oder

[1]) Über die allgemeinen und besonderen Erfordernisse der Handelshäfen vergl. auch Bd. I, S. 10 und 54 u. f.

ob sie zunächst kurze Zeit in einem Kaischuppen oder längere Zeit in einem Speicher lagern sollen, oder endlich ob sie in den Hafenorten verbleiben, verarbeitet oder verbraucht werden.

Eine besondere Ausstattung haben ferner die Hafenteile zu erfahren, an denen ausschließlich oder vorwiegend der Verkehr von Personen oder von Vieh zu bewältigen ist.

Zu berücksichtigen ist bei den vorstehenden Ausführungen, die nur den Übergang der Güter vom Schiff an Land ins Auge faßten, daß weitere Bedingungen für die Ausstattung der Kaiflächen aus dem Vorhandensein von Rückfracht und der Art, wie diese eintrifft und dem Hafen zugeführt wird, abzuleiten sind. Die Plätze für das Löschen der Waren werden stärker in Anspruch genommen, wenn an denselben Stellen, wo gelöscht wird, bereits die Ladung für die Rück- oder Weiterfahrt aufgestapelt ist, als wenn dies an besonderen Plätzen geschieht und die Schiffe zur Aufnahme der Ladung dorthin verholen. In Hamburg löschen z. B. viele Schiffe am Kai, nehmen aber die Rückfracht, an Dalben liegend, von Leichterschiffen (Schuten) auf.

Bei der Ausbildung der Kaiflächen handelt es sich um die Frage, wo und wie breit sind Landverkehrsstraßen anzulegen, wo und wie viel Gleise sind vorzusehen, wo und in welchen Abmessungen sind Schuppen und Speicher zu errichten. Eine weitere Frage ist dann, wie sind diese Anlagen durch Krane und andere Hebezeuge zu vervollständigen und leistungsfähiger zu machen.

In nachfolgendem sollen nun die verschiedenen Betriebsarten und im Zusammenhange damit die den Kais in jedem Falle zu gebende Ausstattung behandelt werden.

2. Umschlag auf dem Wasser. Der einfachste Verkehr findet statt, wenn die Schiffe „auf dem Strom" entweder vor Anker oder an Bojen oder Dalben vertäut liegen und ihre Ladung in längsseit liegende Seeschiffe meist kleinerer Art löschen, die dann die Teilladungen in kleinere, für die großen Schiffe nicht zugängliche Häfen schaffen und umgekehrt.

Zur Übernahme der Ladung kommen für viele Häfen auch besondere Leichterschiffe in Frage, in welchen die Waren in die in entfernteren Hafenteilen belegenen Lagerhäuser an Wasserläufen mit geringer Tiefe gebracht werden. In Hamburg dienen hierzu in großem Umfange die Schuten, meist unbedeckte Fahrzeuge von 10 bis 250 t Tragfähigkeit. Endlich finden für Zwecke des unmittelbaren Umschlags in Häfen, die Binnenwasserstraßen aufnehmen, die Fluß- und Kanalschiffe oft in großer Anzahl Verwendung.

Die geschilderte Betriebsart erfordert die geringsten Hafeneinrichtungen und ist daher mit den kleinsten Gebühren belegt; aus diesem Grunde findet sie vorzugsweise für geringwertige und Massengüter Anwendung. In manchen Fällen wird die Unterbringung von Gütern, z. B. von Getreide, in den schwimmenden Räumen der Binnenschiffe als in schwimmenden Speichern besonders wegen seiner Billigkeit der in festen Lagerhäusern vorgezogen.

Wie ersichtlich, erfordert die vorstehende Betriebsart außer den bereits bei der Ausstattung der Hafenbecken behandelten Einrichtungen keine besonderen Anlagen. Zur Erleichterung und Beschleunigung des Umschlags von Schiff zu Schiff finden bisweilen Schwimmkrane Verwendung (vergl. Kap. XIII.

3. Umschlag teils auf dem Wasser, teils nach dem Lande. Bei einer zweiten Betriebsform liegen die Schiffe zwar am Kai, sie löschen aber ihre Ladung nach der Wasserseite in die oben aufgezählten Fahrzeuge und empfangen sie auch von daher. Nur wenige Waren werden nach der Landseite gelöscht und von dort empfangen.

In diesem Falle genügt als einfachste Ausstattung des Kais die Anordnung einer etwa 10 m breiten gepflasterten Straße.

Bemerkt sei noch, daß z. B. in Hamburg auch von Schiffen, die an den bestausgerüsteten Kais liegen, häufig noch Waren nach der Wasserseite in Leichterfahrzeuge abgegeben werden, die zu geringwertig sind, um die Kaigebühr zu tragen.

4. Umschlag nach dem Lande, Abfuhr durch Landfuhrwerke. Die zweitgenannte Betriebsart bildet den Übergang zu einer dritten, bei welcher die Schiffe am Kai liegen und ihre Ladung zum größten Teil an Land löschen und die Ab- und Zufuhr ausschließlich durch Landfuhrwerke stattfindet.

In diesem Fall besteht die Ausstattung der Kaifläche in einer Bekiesung oder besser Pflasterung und in der Heranführung einer Straße, sofern es sich um Güter handelt, die kurze Zeit bis zur Abfuhr im Freien lagern können. Bisweilen werden auch zum Schutz der Waren wasserdichte Segeltuchpläne verwendet. Derartige gepflasterte Kaiflächen befinden sich in vielen Häfen, sie werden jedoch meist nur von kleineren Schiffen benutzt.

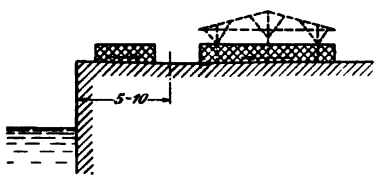


Abb. 384. Anordnung gepflasterter Kaiflächen.

Bei der Anlage der Pflasterung empfiehlt es sich, den zunächst dem Ufer belegenen Streifen nicht Gefälle nach der Wasserseite zu geben, damit runde Gegenstände, Fässer usw., wenn sie ins Rollen geraten, sich nicht nach dem Wasser zu bewegen. Man legt daher zweckmäßig in 5 bis 10 m Entfernung von der Kaikante eine Rinne an, welche für die Entwässerung der gepflasterten Flächen dient (Abb. 384).

Eine weitere Vervollkommnung gepflasterter Kaiflächen findet man bisweilen, so z. B. in Stettin am Dampfschiffs-Bollwerk, dadurch, daß einzelne Stellen der Kaifläche überdeckt werden, so daß wertvollere Güter mehr Schutz gegen die Witterung finden, ohne daß auf diese Weise geschlossene Schuppen entstehen. Ratsam ist es dann, an geeigneten Stellen dieser gedeckten Hallen geschlossene Räume für die Aufnahme von Wiege-, Meß- sowie Ladegeräten und Aborten anzulegen.

5. Umschlag nach dem Lande, Güter in Schuppen, Abfuhr durch Landfuhrwerke. Wo wertvollere Güter an gepflasterten Kaiflächen gelöscht werden, besetzt man die Kaiflächen mit Schuppen, aus welchen die Waren nach Sichtung und Anerkennung sowie Verzollung mit Rollfuhrwerken abgefahren werden.

Diese Betriebsform kommt vorwiegend in solchen Häfen in Betracht, die den Bestimmungsort der Waren bilden, wo sie an viele Empfänger in kleineren Mengen verteilt werden. Sie kommt aber auch dort vor, wo die Eisenbahnen

sich in den Händen verschiedener, im Wettbewerb befindlicher Gesellschaften befinden, die ihre Bahnhöfe an verschiedenen Stellen des Ortes besitzen. Beispiele für diesen Verkehr bilden besonders die nordamerikanischen Häfen, bei welchen die Hafenzungen, dort Piers genannt, mit Schuppen besetzt sind, an deren Längsseiten die Schiffe festmachen (vergl. Hafen von New York. Bd. I, Abb. 50 auf S. 116). Von diesen Piers ist der bei weitem größte Teil ohne jeden Eisenbahnanschluß, und die Abfuhr der Güter erfolgt nur durch Rollfuhrwerk.

Die Ausstattung dieser Piers ist eine ziemlich gleichmäßige; zum allergrößten Teil sind sie in ganzer Breite mit Schuppen bedeckt, die nur am Kopf ein 5 bis 10 m langes Stück freilassen; an den Längsseiten ist der freie Platz der Kaiflächen nur so groß, daß Fußgänger sich bewegen können, um den Schiffen beim Festmachen Hilfe zu leisten; hierfür sind Streifen von 1,0 bis 3,0 m Breite vorhanden.

Die Gesamtbreite der gewöhnlichen Piers schwankt zwischen 20 und 40 m; sie ist in neuerer Zeit vielfach bis auf 100 m gesteigert worden. Diesen Maßen entspricht auch nach Abzug der schmalen Uferstreifen die Breite der Schuppen.

Diese sind in den meisten Fällen zweigeschossig, um die vorhandene Fläche besser auszunutzen. Das Überladen der Güter erfolgt in der Regel, nachdem sie durch die Winden der Schiffe an Deck geschafft sind, auf kurzen Laufstegen, die vom Schiffe nach dem am besten passenden Schuppenfußboden hinübergelegt werden. Bisweilen werden hierzu auch auf den Dächern der Schuppen angebrachte Krane verwendet (vergl. das nächste Kapitel).

Sehr viele dieser Schuppen sind ganz aus Holz hergestellt und meist auf Pfahlrost gegründet. Zum Schutz gegen Feuersgefahr sind häufig die Seitenwände außen und die Dächer mit Eisen- oder Wellblech benagelt. In neuerer Zeit strebt man dagegen mehr und mehr nach feuerfester Bauweise und verwendet zum Bau der Schuppen Eisen, das mit Schutzmitteln umhüllt wird.

Ein gutes Beispiel eines solchen Pierschuppens geben die neuen Anlagen des Norddeutschen Lloyd in New York. Abb. 385 zeigt den Querschnitt eines Schuppens, bei dem Holz nur für den Stabfußboden und bei den Zwischendecken Verwendung gefunden hat; alle übrigen Teile bestehen aus Eisen, selbst die Verkleidung der Wände. Der untere Fußboden besteht aus einer Betonschicht, die unmittelbar auf dem Bohlenbelag des Pfahlrostes aufliegt, und einem darüber auf wasserdichter Pappunterlage hergestellten Stabfußboden. Die Zwischendecke wird aus eisernen Trägern gebildet, die oben und unten durch zwei Lagen außen gehobelter und gespundeter eichener Bohlen, zwischen denen sich eine wasserdichte Pappeinlage befindet, bekleidet sind, um sie der Einwirkung eines Brandes möglichst zu entziehen.

Ein anderes Beispiel zeigt Abb. 386 vom Hafen von La Chalmette am Mississippi,[1]) bei welchem die Böden aus Eisenbeton gebildet sind. Sowohl bei diesem Schuppen als auch sonst werden feuersichere Brandmauern, welche über die Dächer hervorragen, in Abständen von 80 bis 100 m angeordnet.

[1]) Annales des Travaux publics de Belgique 1907, S. 271.

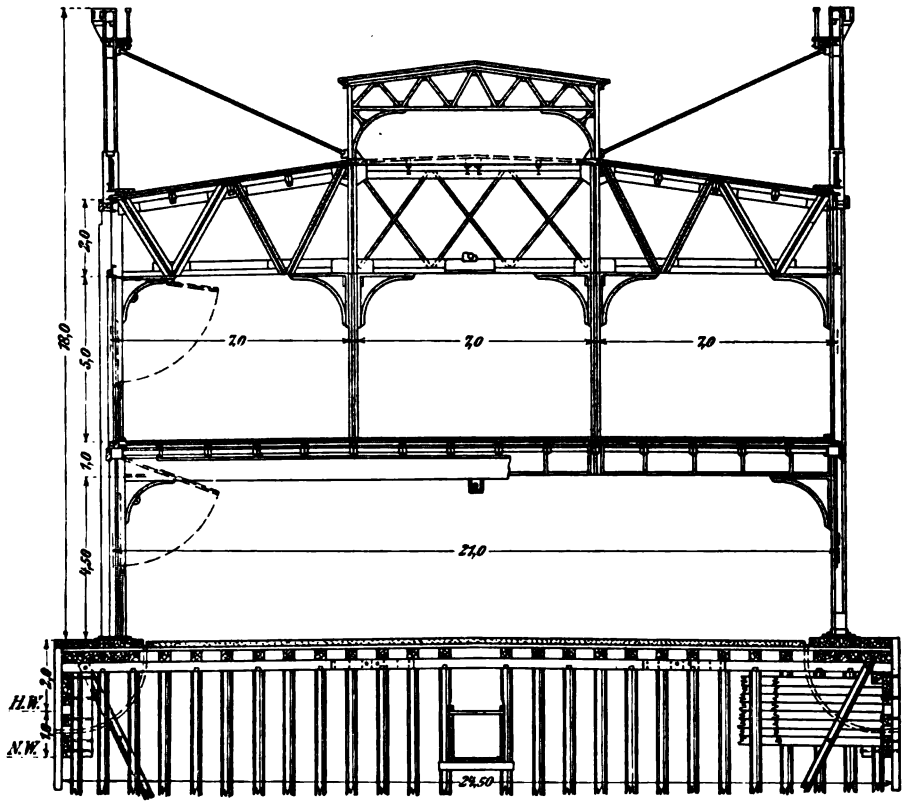


Abb. 385. Schnitt durch einen Lloydpier in Hoboken (New York).

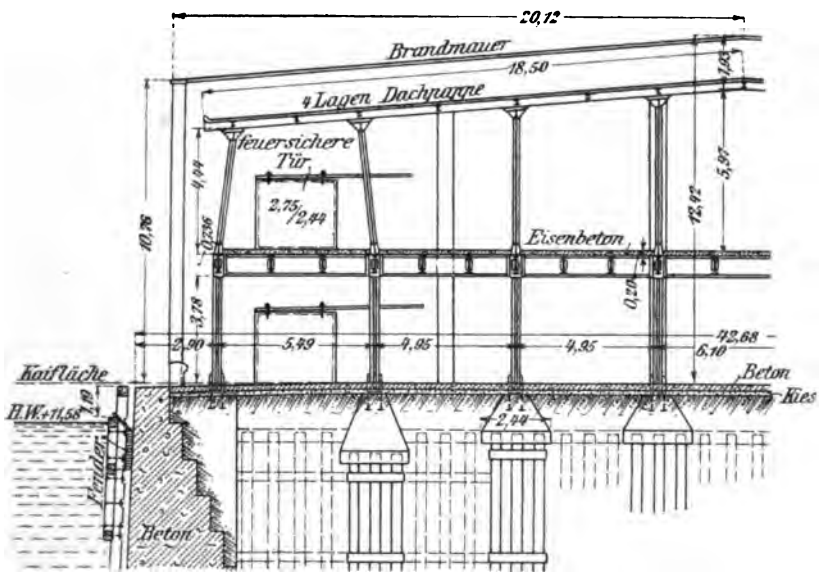


Abb. 386. Schuppenquerschnitt in dem Hafen von Chalmette.

Beachtenswert sind auf Abb. 386 die feuersicheren Türen, die als Schiebetore ausgebildet sind und sich auf geneigten Laufschienen bewegen, so daß

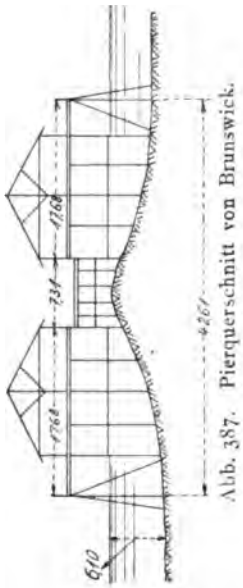


Abb. 387. Pierquerschnitt von Brunswick.

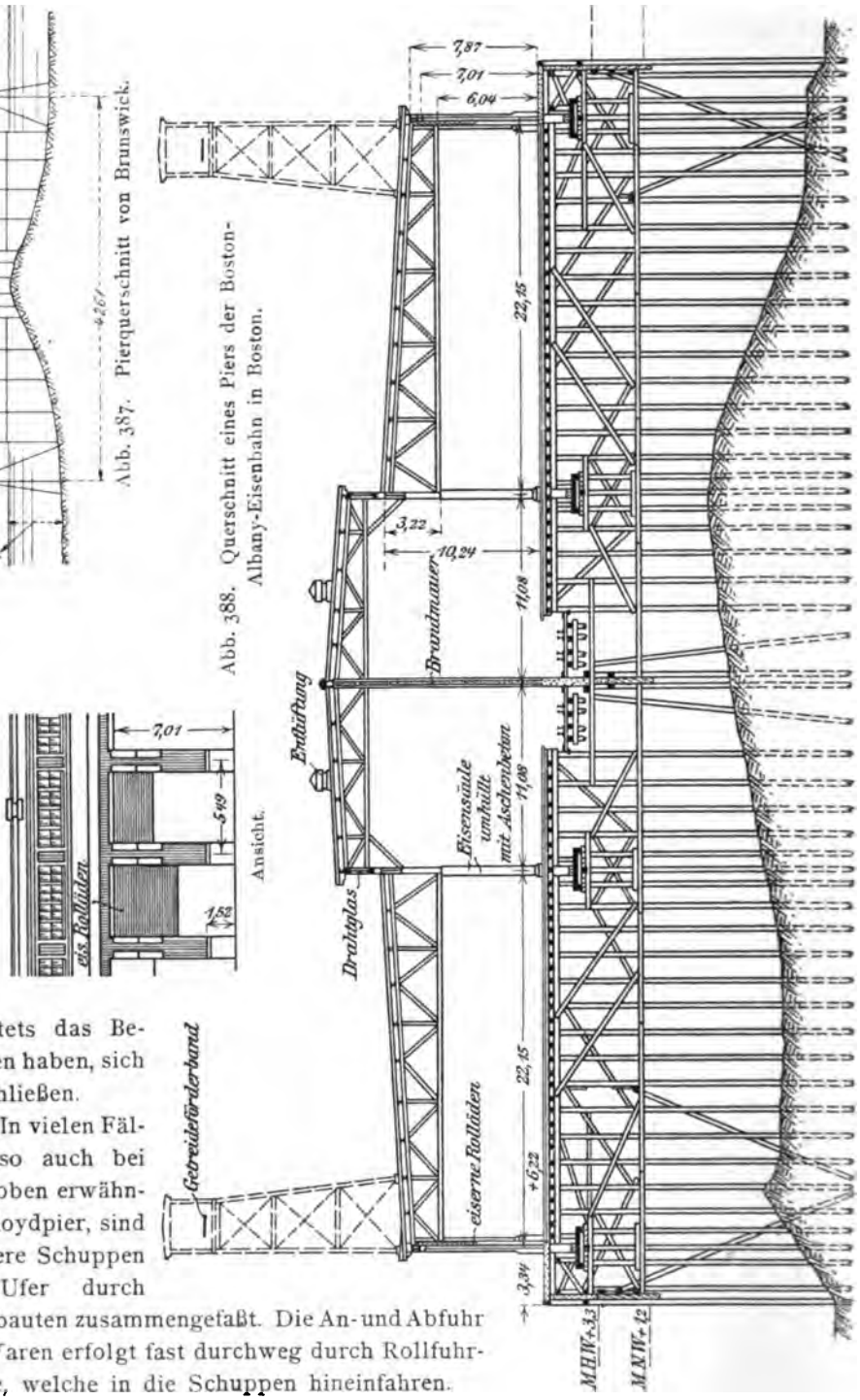


Abb. 388. Querschnitt eines Piers der Boston-Albany-Eisenbahn in Boston.

Ansicht.

sie stets das Bestreben haben, sich zu schließen.

In vielen Fällen, so auch bei dem oben erwähnten Lloydpier, sind mehrere Schuppen am Ufer durch Kopfbauten zusammengefaßt. Die An- und Abfuhr der Waren erfolgt fast durchweg durch Rollfuhrwerke, welche in die Schuppen hineinfahren.

Bei breiten Piers findet man öfter auch zwei Schuppenreihen, die zwischen sich genügend Platz für eine Straße freilassen; bisweilen werden auch in diesen freien Raum Eisenbahngleise hineingeleitet, wie Abb. 387, welche die allgemeine Anordnung eines Piers der Atlantic- und Birmingham-Eisenbahngesellschaft bei Brunswick wiedergibt, zeigt. Die Eisenbahngleise befinden sich hier in dem 7,31 m breiten, um die Ladehöhe tiefergelegten Streifen.

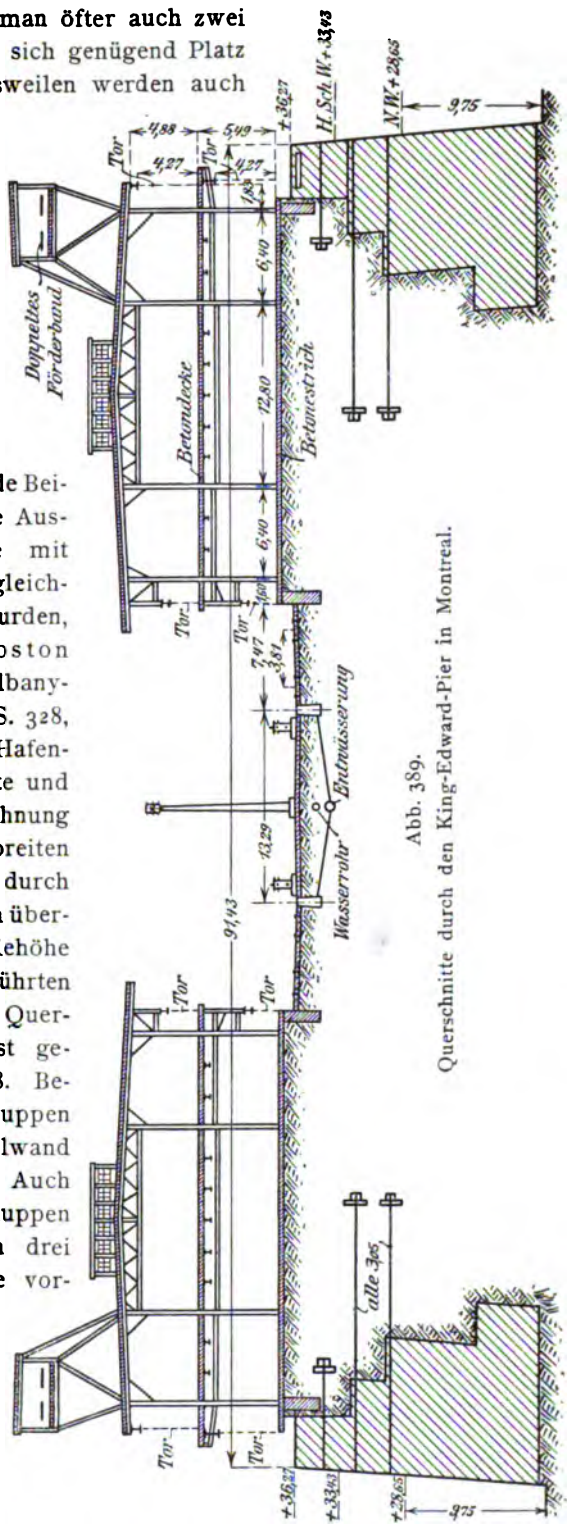


Abb. 389. Querschnitte durch den King-Edward-Pier in Montreal.

Besonders kennzeichnende Beispiele für eine vollkommene Ausgestaltung einer Pieranlage mit eisernen Schuppen, in die gleichzeitig Gleise hineingeführt wurden, finden sich im Hafen zu Boston am Endpunkt der Boston-Albany-Eisenbahn[1]) (vergl. Bd. I, S. 328, Abb. 220). Die größeren Hafenzungen haben rund 75 m Breite und sind in ihrer ganzen Ausdehnung mit Ausnahme einer 3,34 m breiten Ladebühne an der Wasserseite durch dreischiffige, eiserne Schuppen überdeckt, deren Fußboden in Ladehöhe der beiden in das Innere geführten Eisenbahngleise liegt. Einen Querschnitt dieser auf Pfahlrost gegründeten Piers zeigt Abb. 388. Bemerkenswert ist, daß die Schuppen durch eine feuersichere Mittelwand in zwei Hälften zerlegt sind. Auch in der Längsrichtung der Schuppen ist eine Unterteilung durch drei feuersichere Eisenbetonwände vorgenommen worden. An der Landseite ist durch kurze Rampen, die noch im Schuppen liegen, Fuhrwerken die Möglichkeit gegeben, in das

[1]) Engineering News vom 2. November 1911, S. 535.

Bauwerk hineinzufahren. Eigenartig und doch zweckmäßig ist die Anordnung von Förderbändern auf eisernen, in der Abbildung gestrichelten Aufbauten an der Wasserseite der Schuppen. Diese Förderbänder überziehen die ganze Hafenanlage und gestatten eine sehr gute Getreideverladung an jeder Stelle der Hafenzungen von dem im Hintergrunde liegenden Speicher aus (vergl. auch Abb. 220 auf S. 328 in Bd. I). Der Verschluß der Tore erfolgt durch Stahlrolläden. Einer der Piers ist auch zweigeschossig angelegt worden.

Im Hafen von Montreal werden die Fuhrwerke nicht in den Schuppen hineingelassen; bei dem dort in neuerer Zeit angelegten King-Edward-Pier, dessen Breite 91,43 m beträgt, sind dicht am Ufer zwei Reihen zweigeschossiger, eiserner Schuppen von je 25,6 m Breite angelegt worden, die zwischen sich je zwei Gleise und eine 13,29 m breite Straße einschließen (Abb. 389). Der Verschluß der Schuppen erfolgt hier durch Schiebetore. An den Wasserseiten sind ebenso wie in dem vorigen Beispiel eiserne Aufbauten zur Aufnahme von Getreideförderbändern vorgesehen worden. Auch bei diesen Anordnungen ist nach großer Feuersicherheit durch Vermeidung brennbarer Baustoffe gestrebt worden. Beide Fußböden bestehen aus Eisenbeton.

6. Umschlag an Land, Ab- und Zufuhr durch Eisenbahnwagen. In Häfen, welche vorwiegend dem Umschlagverkehr von Schiffen zur Eisenbahn und umgekehrt dienen, kommen als weiteres Ausstattungsmittel die Eisenbahngleise als wichtigstes Binnenverkehrsmittel hinzu. Ihre Anordnung in den verschiedenen Teilen eines Hafens hängt in erster Linie von der Art des zu bewältigenden Verkehrs ab; immer aber ist das Bestreben vorhanden, das ganze Hafengebiet mit Gleisen zu überziehen, so daß die Berührung der Schiffe mit den Eisenbahnanlagen eine möglichst innige wird und unnötige Wege vermieden werden.

Die für einen Hafen erforderlichen Eisenbahnanlagen zerfallen in solche, die dem eigentlichen Lösch- und Ladegeschäft dienen, und in solche, die für das Ordnen der Wagen und Zusammenstellen zu Zügen bestimmt sind. Die ersteren befinden sich stets auf den unmittelbar an den Hafenbecken belegenen Kaiflächen, die anderen selten auf den Kaiflächen, sondern entweder den einzelnen Hafenbecken vorgelagert oder bei dem Vorhandensein mehrerer Hafenbecken an einem besonderen Platze zu einem selbständigen Hafenbahnhof vereinigt oder angelehnt an einen vorhandenen Verschiebebahnhof. Naturgemäß müssen die Eisenbahnanlagen des Hafens mit denen des Binnenlandes in Verbindung gebracht werden. Von diesen Hafenbahnhöfen wird die Zustellung der Wagen nach den einzelnen Ladestellen ebenso wie die Abholung besorgt; sie müssen daher neben den erforderlichen Einlaufgleisen auch Gleisgruppen für die Ordnung der Wagen nach den einzelnen Ufern der Hafenbecken und weiter für die Ordnung nach den einzelnen Ladestellen, Schuppen usw. enthalten.

Auf diese Anlagen soll, als dem Zwecke des Werkes nicht entsprechend, hier nicht näher eingegangen werden, vielmehr mögen nur diejenigen Gleisanordnungen besprochen werden, die lediglich dem Verkehr auf den Kaiflächen dienen. Bemerkt sei nur noch, daß vielfach auch auf geeigneten Hafenflächen noch Freiladegleise und Schuppenanlagen für den allgemeinen Verkehr an-

gelegt werden und daß oft die Gesamtheit aller Gleisanlagen, also nicht nur die für den Verschiebedienst bestimmten, als Hafenbahnhof bezeichnet werden.

Die Ausdehnung der Eisenbahnanlagen an den einzelnen Hafenorten ist verschieden je nach dem Anteil, den der Umschlag auf die Eisenbahn im Vergleich zu den am Ort selbst verbleibenden Gütern oder den auf Binnenschifffahrtstraßen übergehenden am Gesamtverkehr des Hafens besitzt. Sie ist z. B. in Bremen größer als in Hamburg, in Antwerpen größer als in Rotterdam (vergl. hierzu auch die in Bd. I bei den einzelnen Hafenbeispielen und bei der Entwicklung der allgemeinen und besonderen Erfordernisse gemachten Ausführungen).

Allgemein sei bezüglich der Gleisanlagen bemerkt, daß es vorteilhaft ist, alle Verbindungen durch gekrümmte Gleise und Weichen zu vermitteln. Um dies zu ermöglichen, muß schon bei der Anordnung und Gestaltung der Hafenbecken auf die spätere Eisenbahnverbindung Rücksicht genommen werden. Da es sich meist um geringe Fahrgeschwindigkeiten handelt, so können die kleinsten zulässigen Krümmungshalbmesser gewählt werden. Bei der in Deutschland üblichen Spurweite von 1,435 m kann, wenn die Zugmaschinen auf den Gleisen verkehren sollen, bis auf 140 m heruntergegangen werden und noch weiter, wenn besonders gebaute Maschinen Verwendung finden, wie es häufig der Fall ist. Wichtig ist ferner die Verbindung benachbarter Gleise durch Weichen, für die eine Neigung von 1 : 7 zulässig ist; nur in Ausnahmefällen, um entlegene Plätze zu erreichen, sollte von Drehscheiben Gebrauch gemacht werden. Besser als diese sind in den meisten Fällen Schiebebühnen, besonders in unversenkter Form.

Als Hauptgesichtspunkt bei der Anlage des Gleisnetzes ist große Übersichtlichkeit zu beachten, weil nur dann der Betrieb schnell und billig erledigt werden kann; hierzu gehört ferner die Vermeidung unnötiger Wege und wenig benutzter Gleisstrecken.

Die auf den Kaiflächen anzuordnenden Gleise sind entweder Ladegleise, auf welchen diejenigen Wagen stehen, die beladen oder entladen werden, oder Aufstellungsgleise für leere oder beladene Wagen, oder Verkehrsgleise für die ankommenden bezw. abgehenden Wagenreihen, unter Umständen auch noch Durchlaufgleise für die Bewegungen der Maschinen und endlich, aber selten, Verschiebegleise. Diese kommen nur bei großer Entfernung des Hafenbahnhofes in Frage.

Die Ausstattung der Kaiflächen mit Eisenbahngleisen kommt zunächst dort in Frage, wo die Waren vom Schiff unmittelbar auf die Eisenbahn übergehen. Es ist dies gewöhnlich nur bei gleichartigen Gütern, die alle an einen Empfänger gerichtet sind und keiner weiteren Untersuchung bedürfen, der Fall. Das gleiche gilt auch für die umgekehrte Verkehrsrichtung.

Für geringen Verkehr dieser Art kann ein einzelnes Gleis genügen, das so dicht wie möglich an die Kaikante herangerückt wird. Für stärkeren Verkehr sind besser zwei Gleise, von denen das am Ufer liegende für die zu beladenden Wagen, also als Ladegleis, und das dahinter befindliche als Aufstellgleis für die leeren bezw. beladenen Wagen benutzt wird. Noch besser ist die Anordnung dreier Gleise, indem ein zweites Aufstellgleis zu der vor-

stehenden Anordnung hinzugefügt wird. Die beiden äußeren Gleise empfiehlt es sich, bei größerer Längenausdehnung des Kais durch Weichenkreuze in regelmäßigen Abständen, die etwa den größten Schiffslängen entsprechen, zu verbinden; für das dritte Gleis genügt es, wenn an den gleichen Stellen eine nach dem Bahnhof gerichtete einfache Weichenverbindung vorgesehen wird.

Bei Anordnung von zwei Gleisen entsteht dann der durch Abb. 390 dargestellte Gleisplan, in dem der Verkehr in folgender Weise vor sich geht: Die in dem ankommenden Zuge nach den einzelnen Ladestellen geordneten Wagen werden auf dem Aufstellgleis, und zwar auf dem Abschnitt links vor der Weiche, welche zu der betreffenden Ladestelle führt, aufgestellt. Durch die Weichenverbindungen gelangen sie dann, wie die Pfeile zeigen, indem sie von links nach rechts vorrücken, zunächst an die Ladestellen, wo sie beladen bezw.

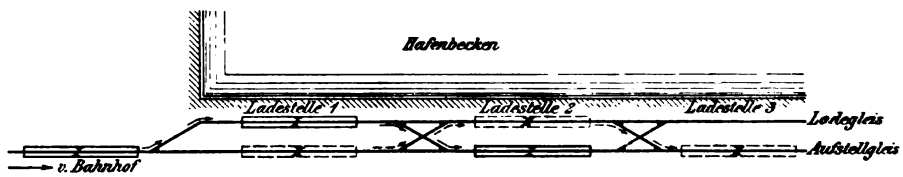


Abb. 390. Anordnung der Verbindungen bei zwei Gleisen.

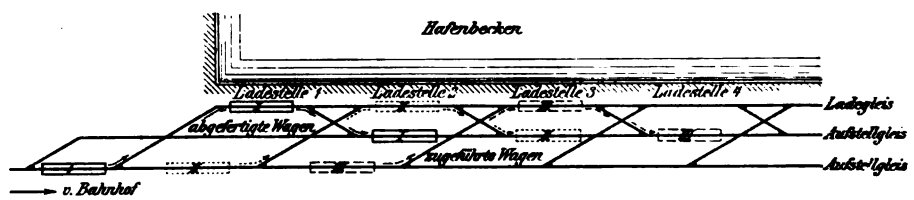


Abb. 391. Anordnung der Verbindungen bei drei Gleisen.

entladen werden und nach Erledigung dieses Geschäfts wieder auf die Aufstellgleise, wo sie dann zur Abholung bereitstehen.

Werden drei Gleise vorgesehen, so ergibt sich die durch Abb. 391 dargestellte, vollkommenere Anordnung. Hierbei hinterläßt der vom Hafenbahnhof kommende Zug die in umgekehrter Reihenfolge wie die Ladestellen geordneten Wagen in den Abschnitten des Gleises III links von den nach den Ladestellen führenden Weichen; die Wagen gelangen dann, wie die Pfeile zeigen, indem sie das Aufstellgleis II kreuzen, nach den einzelnen Ladestellen des Gleises I in laderechte Stellung und darauf als abgefertigte Wagen in das Gleis II, indem sie durch die Weichen am Ende jeder Ladestelle weiter nach rechts geschoben werden. Die auf Gleis III mit den zugeführten Wagen eingelaufene Maschine geht am Ende des Gleises durch eine Verbindung, Weiche oder Drehscheibe, auf Gleis II über und drückt die dort stehenden abgefertigten Wagen nach dem Hafenbahnhof zurück.

Bei einer derartigen Ausstattung der Ufer kann das Lösch- und Ladegeschäft durch Aufstellung von fahrbaren Kranen wesentlich gefördert werden. Diese werden zweckmäßig als Portalkrane ausgeführt, die über die Gleise hinweggreifen, damit die unbequeme Kreuzung der Kranschienen mit den Eisenbahngleisen vermieden wird. Die erste Kranschiene liegt dann auf der Abdeck-

platte der Ufereinfassung und die zweite hinter dem innersten Gleis. Wird bei Anordnung von drei Gleisen die große lichte Weite des Portals von mindestens 13,0 m für bedenklich erachtet, dann dürfte es sich empfehlen, ein besonderes Krangleis zunächst dem Ufer vorzusehen und dann erst das vordere Eisenbahngleis folgen zu lassen, damit der Eisenbahnverkehr ungehindert vor sich gehen kann. Die geringe Entfernung des ersten Gleises von der Kaikante ist weniger schädlich als die Störungen, die durch eine etwaige Kreuzung der Kranschienen mit den Eisenbahngleisen und besonders den Weichenverbindungen eintreten.

Bedarf ein Teil der an einem, wie eben beschrieben, ausgerüstetem Ufer gelöschten Waren noch der Besichtigung oder anderweitiger Behandlung, so müssen hierfür noch besondere Lagerplätze vorgesehen werden. Handelt es sich nur um geringe Gütermengen, so können diese Lagerplätze zwischen Uferkante und dem ersten Gleis eingeschoben werden; ein solcher, etwa 10 bis 12 m breiter, gepflasterter Streifen wird dann am besten mit einem Portalkran überspannt, der die aus dem Schiff auf den Ladestreifen abgesetzten Waren nach Besichtigung und Prüfung aufhebt und auf die Eisenbahnwagen setzt.

Eine derartige Anordnung ist jedoch selten. Bei größerem Verkehr dieser Art empfiehlt es sich, die Lagerplätze hinter zwei bis drei Ufergleisen anzulegen und an der Rückseite des freien Raumes weitere drei Gleise für die Aufnahme der von den Lagerplätzen kommenden Güter anzuordnen. Es können dann beide Verkehrsarten vor sich gehen, einmal vom Schiff unmittelbar auf die Eisenbahnwagen oder umgekehrt und zweitens vom Schiff auf den Lagerplatz und dann später auf die Eisenbahn oder umgekehrt. Es entsteht dann eine Kaiausstattung, wie sie für Massengüter, Kohlen, Erze usw. häufig ausgeführt und weiter unten näher behandelt werden wird. Zur Vollendung der Ausstattung kommen besondere Hebezeuge für die Querbewegung der Güter nach und vom Lagerplatz hinzu.

Werden die bei der vorbezeichneten Kaiausstattung in Betracht kommenden Gleise eingepflastert, so können Lastwagen an den Ladestellen beliebig verkehren; also kann auch vorkommendenfalls die Abfuhr der Güter durch Landfuhrwerk gleichzeitig vorgenommen werden.

Die letztbeschriebene Gestaltung der Kaiflächen setzt voraus, daß die Güter unbedeckt im Freien lagern können; sie kommt daher im wesentlichen nur für geringwertige und, wie schon betont, gleichartige Güter in Frage.

Handelt es sich dagegen um wertvollere, gemischte Güter, die außerdem an zahlreiche Empfänger gerichtet sind oder umgekehrt von vielen Absendern zusammenströmen, so gewinnen die für die Lagerung bestimmten Flächen die Hauptbedeutung und müssen außerdem überdeckt werden.

7. Allgemeine Anordnung der Kaischuppen und Speicher. Man kommt dann zu den in allen Häfen einen großen Umfang erreichenden Kaischuppen oder überdeckten Löschplätzen, deren Bestimmung es ist, die aus dem Schiff in buntem Gemenge kommenden Güter zunächst aufzunehmen, damit sie nach Gattungen und nach den verschiedenen Empfängern geordnet und auf Beschaffenheit untersucht werden können. Aus dem Schuppen gehen dann die Güter auf Eisenbahnwagen oder Landfuhrwerke über, um den Empfängern oder zunächst Lagerhäusern zugeführt zu werden. Die Schuppen

bilden mithin nur ein Zwischenmittel bei der Behandlung der aus dem Schiff kommenden Waren, die von der Wasserseite hineinkommen und auf der Landseite wieder hinausgelangen. nachdem die erforderlichen kaufmännischen und steuerlichen Maßnahmen mit ihnen vorgenommen sind. Der Aufenthalt der Waren dauert im allgemeinen nur wenige Tage, selten eine Woche, und es ist darauf besonderes Gewicht zu legen, daß die Schuppen nur für Durchgangsverkehr, nicht aber für Lagerzwecke benutzt werden. Es muß die Auffassung Platz greifen und streng durchgeführt werden, daß die Kaischuppen lediglich große Sortiertische sind; daher soll also danach gestrebt werden, daß sie so schnell als möglich wieder frei werden, damit sie erneut von anderen Schiffen benutzt werden können. Die Flächen am Kai sind zu kostbar für Lagerzwecke, dazu können die weiter abgelegenen Flächen besser verwertet werden. Für die zu längerer Lagerung bestimmten Güter werden in der Regel besondere Lagerhäuser oder Speicher errichtet. Bei diesen erfolgt die bessere Ausnutzung des Grund und Bodens dadurch, daß viele Stockwerke übereinander angeordnet werden. Oft befinden sich diese an entfernteren Stellen des Hafens; vorteilhaft ist es aber, wenn die Wege für diese Güter ebenfalls nicht weit sind; daher hat man sie in manchen Häfen in einer zweiten Reihe hinter die Schuppen gestellt und es gelangen die für die Speicher bestimmten Waren von der Hinterseite der Schuppen durch besondere Hebezeuge unmittelbar an ihre Lagerstätte. Von hier aus werden sie, nachdem über ihre Verwendung Bestimmungen getroffen sind, durch die Eisenbahn, Landfuhrwerke oder auch durch Binnenfahrzeuge weiter befördert. Derartige vorteilhafte Anordnungen befinden sich, wie weiterhin noch näher ausgeführt werden wird, in Bremen und Stettin.

An anderen Orten sind die Speicher weiter entfernt, so z. B. in Hamburg, wo sie zu großen Gebäudegruppen vereinigt sind; die Güter gelangen zum größten Teile durch die bereits erwähnten Schuten auf dem Wasserwege dorthin.

Der vorstehend beschriebene Weg der Waren vom Schiff in den Schuppen zu kurzem Aufenthalt und weiter auf die Binnenverkehrswege oder in die Speicher zu langem Aufenthalt und dann weiter, entspricht bei richtigen Abmessungen den Bedürfnissen des Löschgeschäftes für größten Verkehr. Für das Ladegeschäft sind die gleichen Einrichtungen ebenfalls günstig, die Bewegung der Güter erfolgt nur in umgekehrter Richtung. Am vorteilhaftesten ist es, wenn Versand und Empfang völlig getrennt werden können, weil dann die Wege für ankommende und abgehende Waren sich nicht kreuzen; sonst treten leicht Irrtümer und Vermischungen ein, die so am sichersten vermieden werden. Eine solche Anordnung kann nur in den ersten Welthäfen mit sehr großem Verkehr erfolgen. In den meisten Fällen werden die Kaischuppen für beide Zwecke verwendet, oder es erfolgt die Abfuhr der ankommenden Güter durch den Schuppen und die Anfuhr der abgehenden durch Eisenbahnwagen an der Kaiseite, also dicht am Schiff oder, wie es in Hamburg sehr viel geschieht, mit Schuten von den Lagerhäusern oder Gütersammelstellen aus von der Wasserseite her. Letzteres ist besonders im Gebrauch für Güter, welche die Kaigebühren nicht tragen können.

8. Vollkommenste Kaiausstattung mit Gleisen, Straßen, Schuppen und Speichern. Die geschilderte, in den meisten Häfen wiederkehrende Anordnung der Einrichtungen zur schnellen und billigen Bewältigung großen Verkehrs läßt sich daher in folgender vollkommensten Kaiausstattung zusammenfassen (Abb. 392):

Von der Kaikante ausgehend, kommt zuerst eine Kranschiene, dann für etwaige unmittelbare Ab- oder Zufuhr mit der Eisenbahn zwei oder drei Gleise, dann die Ladebühne des Schuppens von großer Breite, darauf der Schuppen und an dessen hinterem Teile eine schmälere Ladebühne und wiederum zwei bis drei Gleise und eine gepflasterte Straße für die Ab- bezw. Zufuhr nach oder von der Landseite. Ist genügend Platz vorhanden, so folgt nun ein Speicher und an dessen Rückseite eine größere Anzahl, mindestens aber drei Gleise. Naturgemäß bedingen besondere Verkehrsverhältnisse und örtliche Anforderungen Abweichungen von der geschilderten regelrechten Form.

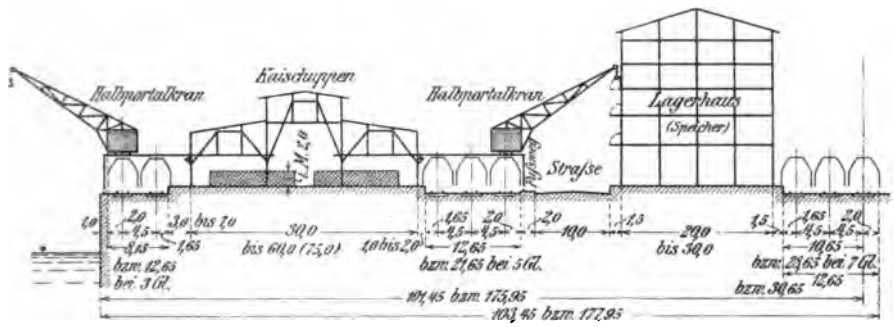


Abb. 392. Allgemeine Anordnung einer mit Schuppen und Speichern ausgestatteten Kaifläche.

So fallen z. B. in Häfen, wo nur Umschlag von oder zu der Eisenbahn stattfindet, die Speicher fort usw.

Die für die Kaiflächen bei der vorstehenden Ausgestaltung in Betracht kommende Breitenbemessung läßt sich nun in folgender Weise bestimmen.

Bemerkt sei zunächst, daß die vor und hinter Schuppen gebräuchlichen Krane in den meisten Fällen die Form der in Bremen seinerzeit zuerst hergestellten Halbportal- oder einhüftigen Krane haben, die zur Führung eine Schiene auf der Abdeckplatte der Kaimauer und die andere an der Oberkante der Schuppenvorder- bezw. rückseite besitzen; sie haben den großen Vorzug, daß sie den Verkehr der Eisenbahnzüge in keiner Weise behindern und daß auch keine Kreuzungen zwischen Eisenbahngleis und Kranschienen vorkommen. Ihre Spannweite kann für zwei bis drei Gleise bemessen werden. Für die Breite der an der Kaikante laufenden Kransäulen rechnet man unter Berücksichtigung von Pollern auf der Vorderkante der Abdeckplatte im allgemeinen einen Raum von 1,0 m.

Nach der Kranbahn werden in der Regel zwei bis drei Gleise vor dem Schuppen angeordnet; nur in seltenen Fällen, wie z. B. in Hamburg, begnügt man sich an Orten, wo der Eisenbahnverkehr eine mindere Bedeutung hat, mit einem Gleis. Diese Gleise ermöglichen die An- und Abfuhr von Gütern,

die des Durchgangs durch den Schuppen nicht bedürfen. Oft werden sie auch zur Heranschaffung der Bunkerkohlen für die Dampfschiffe benutzt. Rechnet man mit einem Gleisabstand von 4,5 m und einem freien Raum von 4,0 m Breite, so erfordern zwei bezw. drei Gleise 8,5 bezw. 13 m Platz. Zu beachten ist hierbei, daß in Deutschland die Ladebühne des Schuppens an die nächste Gleisachse bis auf 1,65 m herantreten kann, so daß sich als genaue Breite 8,15 bezw. 12,85 m ergeben.

Die Benutzung der Gleise kann in der gleichen Weise erfolgen, wie es für Freiladeplätze auf S. 326 und durch Abb. 390 u. 391 dargestellt wurde, so daß das Ladegleis zunächst dem Kai liegt. Häufig werden jedoch die Gleise in der Weise benutzt, daß das äußere Gleis als Aufstellungs- und Verkehrsgleis und das innere, am Schuppen liegende, als Ladegleis dient. Es können dann die hier stehenden Wagen bequem von der Ladebühne aus beladen werden.

Durch entsprechende Weichenverbindungen läßt sich erreichen, daß je nach den Bedürfnissen des Verkehrs beide Betriebsarten möglich sind.

Die dann folgende Ladebühne hat hier, im Gegensatz zu den Güterschuppen der Eisenbahn, eine erhebliche Breite von 3 bis 7 und mehr Metern, weil sie genügend Platz bieten muß, die von den Kranen aus den Schiffen geförderten Waren aufzunehmen, ehe sie durch Stechkarren in den Schuppen gefahren werden. Die Breite ist dann besonders nützlich, wenn Güter auf der Ladebühne nur von den Kranen abgesetzt und dann nach kurzer Prüfung sofort in Eisenbahnwagen geladen werden, ohne in den Schuppen zu gelangen.

Eine wichtige Frage ist sodann die richtige Breitenbemessung der Schuppen. Früher wurden Breiten von 20 m für ausreichend erachtet, heute sind, entsprechend der Vergrößerung der Schiffe, Schuppenbreiten von 60 m und darüber hinaus keine Seltenheit mehr. Als Hauptbedingung muß gefordert werden, daß die Ladung eines Schiffes in einem seiner Länge entsprechenden Stück des Schuppens untergebracht werden kann. Diese Bedingung ist jedenfalls ausreichend für reine Empfangs- oder Versandschuppen, denn es wird in der Regel ein Teil der Waren schon abgefahren bezw. verladen sein, während noch neue hinzukommen, so daß die ganze Ladung kaum gleichzeitig von den Schuppen aufzunehmen ist. Schwieriger ist dagegen die Schuppenbreite zu bestimmen, wenn Empfang und Versand durch den gleichen Schuppen geht, dann kann im allgemeinen nur die Erfahrung an anderen Stellen zu richtigen Abmessungen verhelfen.

In nachstehendem sind eine Anzahl Schiffsgrößen mit der Berechnung des Laderaumes in Registertonnen und in Kubikmetern für 1 m der Schiffslänge ausgeführt. Rechnet man unter Berücksichtigung der für die Karrbahnen freizulassenden Flächen, die etwa ein Drittel der ganzen Fläche ausmachen, für die ganze Schuppenfläche eine mittlere Stapelhöhe von 1,5 bis 2,0 m, so ergeben sich aus der letzten Spalte leicht die erforderlichen Maße für die Schuppenbreite.

Die eben angestellte Überlegung kann nur dazu dienen, einen ungefähren Anhalt zu gewinnen; wie leicht einzusehen ist, hängt der von dem Schiffsraum angefüllte Teil wesentlich von dem Gewicht der Ladung ab, im allgemeinen

Zusammenstellung von Schiffs- und Laderaumgrößen.

Schiffsabmessungen			Laderaum			Laderaum auf 1 m Schiffslänge	Erforderliche Schuppenbreite bei einer Stapelhöhe von	
Länge	Breite	Seitenhöhe	Brutto	Netto			1,5 m	2,0 m
m	m	m	R.-T.	R.-T.	cbm	cbm	m	m
50	8,5	4,0	500	300	850	17,0	11,4	8,5
80	11,5	7,0	1 700	1 000	2 830	35,5	23,7	17,8
100	14,0	8,0	3 000	1 800	5 100	51,0	34,0	25,5
120	16,0	9,0	5 000	3 000	8 500	71,0	47,5	35,5
150	18,0	12,0	10 000	6 000	17 000	114,0	76,0	57,0
180	21,0	14,0	18 000	10 000	28 300	157,0	105,0	78,5
200	23,0	16,0	22 000	13 000	36 800	184,0	123,0	92,0
220	25,0	16,5	26 000	16 000	45 300	207,0	138,0	103,5
240	27,0	17,5	40 000	18 000	51 000	212,0	142,0	106,0
260	29,0	18,5	50 000	20 000	56 800	218,0	146,0	109,0

kann man für Überschläge bei Schiffen der allgemeinen Fahrt 1 cbm Laderaum 0,6 bis 0,75 t, also im Mittel 0,67 t Ladung rechnen.[1]) Demnach würde z. B. ein Schiff von 150 m Länge 17 000 cbm Laderaum bei 11 400 t Tragfähigkeit besitzen.

Besteht nun die Ladung aus gepreßter Baumwolle, bei der 1 t Gewicht 2,6 cbm Raum erfordert, so würde dieses Schiff $11\,400 \cdot 2{,}6 = 29\,640$ cbm Baumwolle aufnehmen können, ein Wert, der den Laderaum des Schiffes erheblich überschreitet. Ist dagegen deutsches Fichtenholz in Form von Balken geladen worden, bei dem 1 t Gewicht 1,3 cbm Laderaum entspricht, so würden in diesem Falle $11\,400 \cdot 1{,}3 = 14\,820$ cbm des Laderaums angefüllt sein.[2]) Hat es aber Roheisen mit einem Raumbedarf von 0,27 cbm je t Gewicht geladen, so nimmt die Ladung nur $11\,400 \cdot 0{,}27 = 3078$ cbm in Anspruch. Zwischen diesen Werten gibt es bei dem sehr verschiedenen Gewicht der einzelnen Frachtgüter eine große Menge Zwischenstufen, so daß der Wert der oben angeführten Überlegung klar erkennbar ist; sie gibt eben nur einen ganz rohen Anhalt: für alles Schwergut zu große Werte, für Leichtgut zu kleine.

Wenn man bei mittleren Schiffen 30 m, bei großen 60 m und bei den selten vorkommenden größten bis 75 m Schuppenbreite geht, wird man im allgemeinen das Richtige treffen.

Erwähnt sei noch, daß die neueren Baumwollschuppen in Le Havre 114,50 m Breite erhalten haben (Abb. 401 auf S. 339).

In seltenen Fällen, wo die Anlage genügend breiter Schuppen aus Platzmangel nicht möglich erschien, hat man auch zu zwei- und mehrstöckigen Schuppen gegriffen; doch ergeben sich hierbei für den Verkehr zahlreiche Unbequemlichkeiten, so daß man zu diesem Mittel nur im äußersten Notfalle greifen sollte.

Die auf der Rückseite der Kaischuppen angebrachte Ladebühne braucht keine anderen Abmessungen zu haben, als es bei Eisenbahngüterschuppen

[1]) Johow-Krieger, Hilfsbuch für den Schiffbau, 3. Aufl., S. 759.

[2]) Hütte, 19. Aufl., Bd. II. S. 400.

üblich ist, etwa 1 bis 2 m. Die Ladebühne nimmt demnach unter Berücksichtigung des in den lichten Raum des nächsten Gleises hineinragenden Stückes 0,65 bis 1,65 m Breite ein. Ihre Höhe liegt wie die der vorderen 1,10 m über der Schienenoberkante. An Stellen, wo nur Fuhrwerke an den Schuppen herankommen, in besonderen Einfahrten oder an den Querseiten, liegt die Ladestraße je nach der ortsüblichen Höhe der Fuhrwerke 0,8 bis 1.1 m unter der Lade- bezw. Schuppenoberfläche.

An den Schuppen schließen in der Regel mehrere Eisenbahngleise und eine gepflasterte Straße für die Rollfuhrwerke an. Diese wird bisweilen an der Rückseite der Schuppen entlanggeführt, indem das dem Schuppen zunächstliegende Gleis eingepflastert wird; oder es werden besondere Einfahrten für die Landfuhrwerke vorgesehen, wie weiter unten in dem Abschnitt über den Bau der Schuppen näher erläutert werden wird.

Die Zahl der hinter dem Schuppen liegenden Gleise beträgt gewöhnlich drei bis fünf Bei drei Gleisen gilt das zunächst dem Schuppen befindliche als Ladegleis, das dann folgende als Aufstellungsgleis und das letzte als Verkehrsgleis. Bei Anordnung von fünf Gleisen wird wieder das erste Ladegleis, die beiden folgenden sind Aufstellgleise, das vierte dient zur Aufnahme der ankommenden und das fünfte für die abgehenden Züge. Bisweilen wird auch nur ein Aufstellgleis benutzt und das letzte Gleis als Durchlaufgleis für Maschinen verwendet. Die Gleise nehmen bei 4,5 m Achsabstand 13 bis 22 m Breite der Kaiflächen ein.

Die für die Anfuhr der Landfuhrwerke neben den Gleisen liegende Straße erhält in der Regel 10 m Breite, damit, wenn an jeder Seite eine Wagenreihe hält, noch ungehinderter Durchgangsverkehr möglich bleibt. Bisweilen wird noch ein Fußweg zwischen den Gleisen und der Straße vorgesehen, der 1,0 bis 2,0 m breit bemessen wird, je nachdem er noch eine Kranschiene aufzunehmen hat.

Für die dann folgenden Speicher sind Breiten von 20 bis 30 m die Regel, es kommen allerdings auch solche bis zu 45 m vor. Die Speicher erhalten mitunter auf beiden Seiten Ladebühnen, für die je 1,5 m genügen, oft aber auch gar keine. Sie dürften aber angemessen sein, wenn nach der Straßenseite auf Landfuhrwerke und auf der anderen Seite auf Eisenbahnwagen verladen wird.

Das Gleisbedürfnis an der Rückseite der Speicher ist gewöhnlich wenigstens so groß wie hinter den Kaischuppen, oft aber größer, so daß man mit drei bis sieben Gleisen zu rechnen hat, die eine Breite von 13 bis 31 m einnehmen.

Findet aus den Speichern eine starke Abfuhr auf Binnenwasserstraßen statt, so kann es sich auch empfehlen, die Eisenbahngleise auf die Vorderseite der Speicher zu legen und an der Rückseite einen für die Binnenschiffe geeigneten Wasserlauf anzulegen.

Erwähnt sei auch, daß in manchen Häfen, wie z. B. in Antwerpen, auch Eisenbahngleise in die Speicher hineingeführt worden sind.

Die vorbeschriebene Kaiausstattung ist, wenn man sie noch einmal überblickt, leicht als die vollkommenste zu erkennen, sie kann allen Bedürfnissen des Verkehrs und den verschiedensten Betriebsarten Rechnung tragen.

Daher findet man sie auch, abgesehen von einigen durch örtliche Verhältnisse bedingten Abweichungen, in sehr vielen zeitgemäß ausgestatteten Häfen.

Stellt man die von der geschilderten Kaiausstattung beanspruchten Breiten zusammen, so ergeben sich die nachstehenden Werte:

	m	m
1. Kaiseitige Kranbahn	1,00	1,00
2. Zwei bis drei Gleise vor dem Schuppen .	8,15	12,65
3. Ladebühne vor dem Schuppen	3,00	7,00
4. Kaischuppen	30,00	60,00
5. Ladebühne hinter dem Schuppen	1,00	2,00
6. Drei bis fünf Gleise hinter dem Schuppen	12,65	21,65
7. Straße und Fußweg	12,00	12,00
8. Vordere Ladebühne des Speichers . . .	1,50	1,50
9. Breite des Speichers	20,00	30,00
10. Hintere Ladebühne am Speicher	1,50	1,50
11. Drei bis sieben Gleise	12,65	30,65
Zusammen	103,45	179,95

Es genügen daher für den mittleren Verkehr Kaiflächen von etwas über 100 m, für sehr großen Breiten bis zu 200 m.

Handelt es sich um den Ausbau von Hafenzungen mit voller Ausstattung, so würden die vorstehenden Zahlen zu verdoppeln sein; man wird dann von den unter 11. bezeichneten Gleisen das letzte als Mitte betrachten und hat dann für den Fortfall eines Gleises noch 4,0 m in Abzug zu bringen, so daß sich als Hafenzungenbreite 202,9 bezw. 355,9 m ergeben (vergl. auch die Angaben in Band I, S. 353).

Läßt man die Speicher und die zu ihnen gehörigen Gleisgruppen fortfallen, sei es, weil in dem betreffenden Hafen für die Speicher andere Plätze in Frage kommen, sei es, daß der Umschlag zur Eisenbahn und sofortige Abfuhr nach kurzem Aufenthalt im Schuppen vorherrscht, so kann die unter 7. genannte Straße als Abschluß angesehen werden; es sind in diesem Falle nur die Zahlen von 1. bis 7. zusammenzurechnen. Es ergeben sich dann als Kaibreite Werte von 67,8 bezw. 116,3 m. Wird diese Anordnung für Hafenzungen gewählt, so kann die Straße mit beiderseitigem Fußweg als Mitte betrachtet werden, für die Hafenzungen ergibt sich damit eine Breite von 125,6 bezw. 222,6 m; das sind Werte, die mit ausgeführten Beispielen gut übereinstimmen.

Die beschriebene Anordnung der Kaischuppen bringt in den Fällen einige Nachteile mit sich, wo die Notwendigkeit eines Schuppens durch das Prüfen und Verteilen der Waren zwar bedingt ist, die Mehrzahl der Güter aber mit Landfuhrwerken abgefahren wird. Es beschränkt dann die Höhenlage des Schuppenfußbodens den Platz, auf dem die Fuhrwerke verkehren können. Aus diesem Grunde hat man z. B. in Liverpool, Le Havre, Antwerpen, Marseille an den in Betracht kommenden Kaiflächen von einer Höherlegung des Schuppenfußbodens Abstand genommen. Das hat dann den Vorteil, daß die Fuhrwerke völlig frei auf der Kaifläche verkehren können, aber den Nachteil, daß die Schnelligkeit des Verkehrs durch entstehende Regellosigkeit leidet, daß ferner alle Güter zum Verladen in irgendwelche Wagen bis zum Wagenboden ange-

hoben werden müssen, wodurch Zeitverlust und Kosten entstehen, und daß die ganze Fläche gleichmäßig zerfahren sowie durch Pferde beschmutzt wird und stärkerer Unterhaltung bedarf.

Einen Mittelweg zwischen den hochgelegenen Kaiflächen und der vorstehenden, nicht sonderlich zu empfehlenden Anordnung schlägt man ein, wenn man den Schuppenfußboden auf der Kaiseite mit dem allgemeinen Hafengelände gleich hoch anordnet, ihn aber an der Rückseite passend zum Boden der Wagen legt, indem entweder der Fußboden schwach ansteigt, wie es Abb. 393 aus dem Hafen von Genua zeigt, oder bei wagerechtem Schuppenfußboden das Gelände allmählich abfällt.

Verfasser gibt der Anordnung mit hochliegendem Schuppenfußboden, aber mit Einfahrten an den Längsseiten und Laderampen an der Stirnseite den Vorzug.

Während die Ausstattung der Kaiflächen mit Gleisen, Straßen, Schuppen und Speichern imstande ist, jeder Verkehrsform sich anzuschmiegen, mithin da am Platze ist, wo Güter der verschiedensten Art und Bestimmung gelöscht werden, treten an Orten, wo nur bestimmte Güter unter gleichfalls bestimmten Verkehrsformen

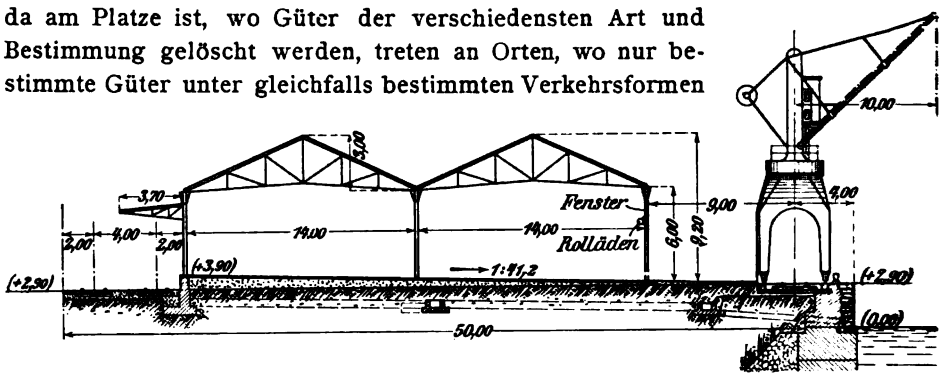


Abb. 393. Kaischuppen aus dem Hafen von Genua mit ansteigendem Fußboden.

behandelt werden, Abweichungen von den entwickelten Anordnungen ein. So können z. B. die Gleise zwischen Schuppen und Speicher in Fortfall kommen, wenn die Güter nach dem Sortieren sofort alle in den Speicher gebracht werden; es genügt dann zwischen beiden eine Straße, um einzelne Güter anderer Bestimmung abfahren zu können. Die Gleise für die Eisenbahnabfuhr finden dann hinter dem Speicher Platz.

In solchen Fällen sinkt der Nutzen und die Bedeutung der Kaischuppen umsomehr, je gleichförmiger die zu verarbeitenden Güter werden; sie fallen schließlich ganz fort, wenn es sich nur um eine bestimmte Güterart handelt, die in ganzen Ladungen an einen einzelnen Empfänger gebracht wird und sogleich nach dem Löschen in den Speicher zu längerer Lagerung geht.

Dann ist es zweckmäßig, den Schuppen ganz fortfallen zu lassen und den Speicher so dicht wie möglich an die Kaikante heranzurücken, damit die Güter auf dem kürzesten Wege zur Lagerung gelangen. Zwischen Kaikante und Speicher bleibt dann in der Regel nur Platz für ein bis zwei Gleise und für die Krananlagen, die in diesen Fällen gewöhnlich besondere, den betreffenden Gütern angepaßte Formen annehmen. (Vergl. den Abschnitt über Speicher und das folgende Kapitel.)

Die vorstehend im Zusammenhang behandelten Möglichkeiten der Kaiflächenausstattung für die verschiedensten Zwecke und Anordnungen mögen noch durch einige Beispiele ausgeführter Anlagen erläutert werden.

Für die allereinfachsten Anforderungen sind Beispiele entbehrlich, soweit es sich nur um gepflasterte Kaiflächen und Gleise handelt. Solche Kaiflächen sind in Tunis durch Schuppen ergänzt worden, in denen die Güter bis zu 14 Tagen vor der Einschiffung bezw. nach der Ankunft lagern dürfen. Abb 394 zeigt ein Stück der Ansicht und des Querschnitts der Kaifläche. Die Schuppen stehen 14 m von der Kaikante entfernt und sind in ungewöhnlicher Weise mit ihrer Längsachse senkrecht zum Kai gestellt worden; ihre Breite beträgt 21 m, die Tiefe 68 m. Zwischen den einzelnen Schuppen befinden sich 11 m breite gepflasterte Straßen mit Fußwegen. Die Schuppen haben nach der Vorderseite nur ein Tor, dagegen an den Längsseiten mehrere. Die ganze Anlage kennzeichnet sich als solche, die in erster Linie für die Abfuhr der Waren durch Landfuhrwerke bestimmt ist. Dabei gewinnt die eigenartige Anordnung der Schuppen, die eine gute Ausnutzung der Kaiflächen ermöglicht, eine mehr speicherartige Bedeutung.

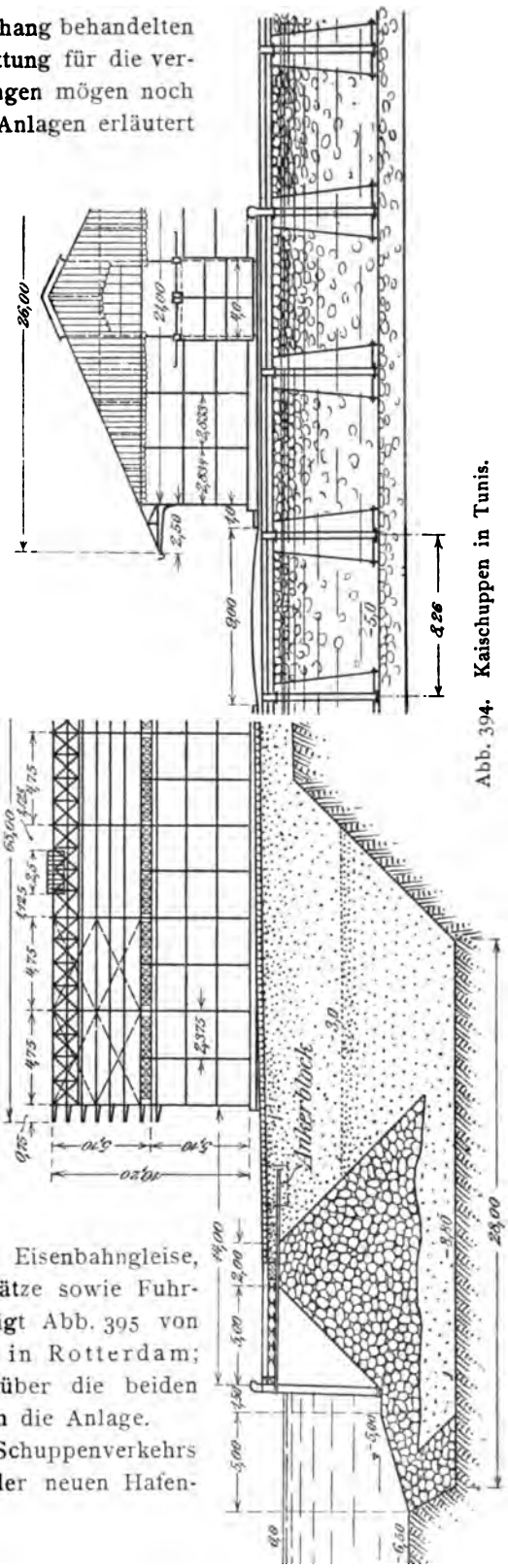


Abb. 394. Kaischuppen in Tunis.

Eine Kaiausbildung, bei der Eisenbahngleise, gedeckte und ungedeckte Lagerplätze sowie Fuhrwerksabfuhr vorgesehen sind, zeigt Abb. 395 von der Nordseite des Rijnhaven in Rotterdam; fahrbare Krane, als Portalkrane über die beiden Kaigleise greifend, vervollständigen die Anlage.

Eine stärkere Betonung des Schuppenverkehrs zeigt Abb. 396, die Hälfte einer der neuen Hafen-

zungen des Hafens von Rio de Janeiro darstellend. Zunächst der Kaikante befinden sich drei Kaigleise für die Zu- und Abfuhr von Gütern. Das äußere ist durch fahrbare Vollportalkrane überspannt, die bis über die 9,5 m breit bemessene Ladebühne der 35 m breiten Kaischuppen hinüberreichen. Hinter den Schuppen befindet sich eine 4,0 m breite Ladebühne und eine 14,0 m breite Ladestraße. Die Anlage kennzeichnet sich demnach als für den Eisenbahn- und Landfuhrwerkverkehr etwa gleichmäßig ausgestaltet.

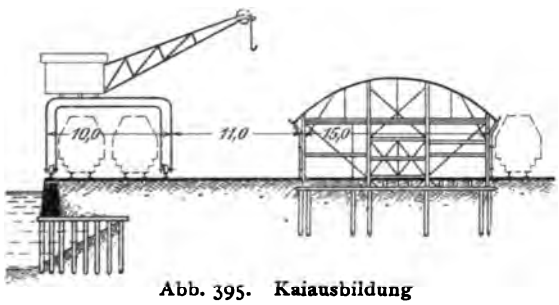


Abb. 395. Kaiausbildung an der Nordseite des Rijnhavens in Rotterdam.

Eine für kleine Verhältnisse und doch für verschiedene Verkehrsarten passende Anordnung zeigt Abb. 397 vom Zungenkai im neuen Binnenhafen in Emden. Bei

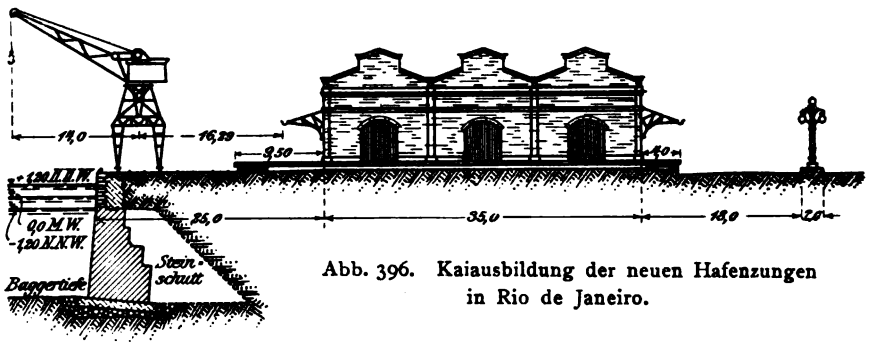


Abb. 396. Kaiausbildung der neuen Hafenzungen in Rio de Janeiro.

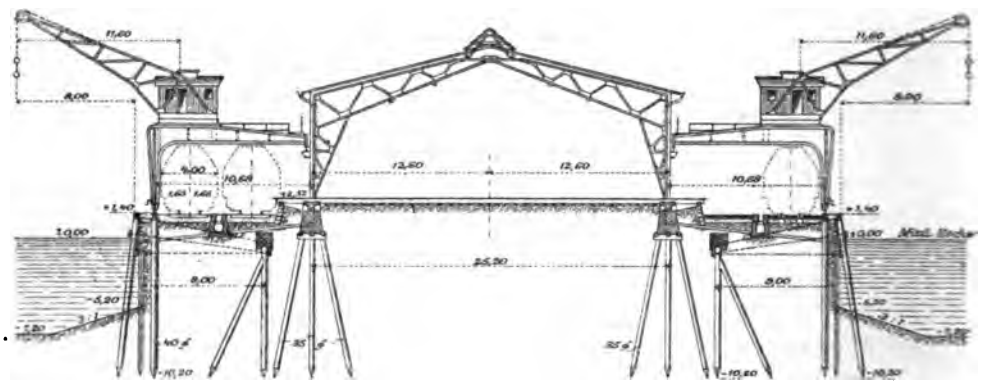


Abb. 397. Zungenkai im neuen Binnenhäfen in Emden.

der Beschränktheit des Platzes wurde der ganze Kai durch einen 25,20 m breiten Schuppen überdeckt, mit Ausnahme zweier, je 10,68 m breiter Streifen, die auf der einen Seite für zwei Gleise und auf der anderen für ein Gleis und eine Straße bestimmt sind. Es kann an dieser Anlage mithin Eisenbahn- und Landwagen, Ab- und Zufuhr mit dem durch den Schuppen gehenden Verkehr

verbunden werden. Auf beiden Seiten befindliche einhüftige Portalkrane erleichtern den Verkehr.

Eine gute Kaiausstattung als Beispiel für Kaischuppenanordnung mit Eisenbahnverkehr zeigt Abb. 398 vom Emder Außenhafen. Zunächst der Kaikante befinden sich zwei Gleise, dann eine breite Ladebühne, beide überspannt durch fahrbare einhüftige Portalkrane und daran anschließend ein 45 m breiter Kaischuppen. An der Rückseite sind zunächst zwei Gleise vorgesehen, es kann jedoch später ein drittes hinzugefügt werden. Die Anlage kennzeichnet sich dadurch, daß sie lediglich für den Umschlag von den Schiffen zur Eisenbahn und umgekehrt unter Durchgang der Stückgüter durch den Kaischuppen bestimmt ist.

Tritt zu dem Eisenbahnumschlag noch Landwagenabfuhr bezw. -anfuhr hinzu, so muß eine Straße an den Schuppen herangeführt werden. Auf der durch Abb. 399 dargestellten Ij-Kade in Amsterdam ist dies dadurch geschehen, daß sowohl die Gleise auf der Kaiseite als auch diejenigen auf der Hinterseite eingepflastert wurden. Auf der Rückseite der Schuppen ist an das eine Gleis zunächst eine breite Straße angereiht worden, ehe die nächsten Gleise beginnen. Die Breite des Schuppens beträgt 24,85 m, die fahrbaren Krane am Ufer sind Vollportalkrane und überspannen nur ein Gleis. Die Anlage läßt die hier hoch eingeschätzte Rollwagenabfuhr bezw. -anfuhr neben geringerer Bedeutung der Eisenbahnverbindung erkennen.

Bei der durch Abb. 400 dargestellten Ausstattung der auf Kuhwärder in Hamburg angelegten Hafenzungen ist besonders bemerkenswert die Anordnung nur eines Gleises auf der Kaiseite und die sehr breite vordere Ladebühne. Diese Anordnung weist auf eine sehr geringe Bedeutung der unmittelbaren Eisenbahnzufuhr und -abfuhr hin, da fast alle Güter zunächst in den 50 m breiten Schuppen gelangen. Hinter dem Schuppen sind drei Gleise und eine Straße vorgesehen; von der Mitte der Straße an wiederholt sich nach der anderen Kaiseite die gleiche Anordnung mit dem Unterschiede, daß hinter dem Schuppen vier Gleise liegen.

Den Beschluß der Beispiele einer Kaiausstattung mit Gleisen, Schuppen usw bilde eine Ausführung, die nur für den Empfang von Baumwollballen, also eines sehr viel Platz beanspruchenden Stückgutes, in Le Havre am Kai de la Garonne für einen Jahresempfang von 1 Million Ballen getroffen wurde (Abb. 401).

Den Kern der Ausstattung bildet ein 114,50 m breiter Schuppen, in den die Baumwollballen zu je zweien durch die am Ufer befindlichen, zwei Gleise überbrückenden Halbportalkrane von je 1500 kg Tragfähigkeit vom Schiff aus gelangen. Die Weiterbeförderung der Ballen innerhalb des Schuppens erfolgt in bekannter Weise durch Stechkarren. Die angekommenen Ballen werden geöffnet und untersucht und dann in Niederlagen geschafft, von denen sie später auf Eisenbahnwagen zur Weiterbeförderung verladen werden.

Für die Behandlung der Baumwolle dient der vordere größere Teil des Schuppens; diesen trennt von dem hinteren, für die Lagerung und Weiterverladung benutzten Teil eine im Schuppen liegende Straße. Hinter dem Schuppen folgen vier Gleise und dann ein zweiter kleinerer Schuppen, der ebenfalls zur

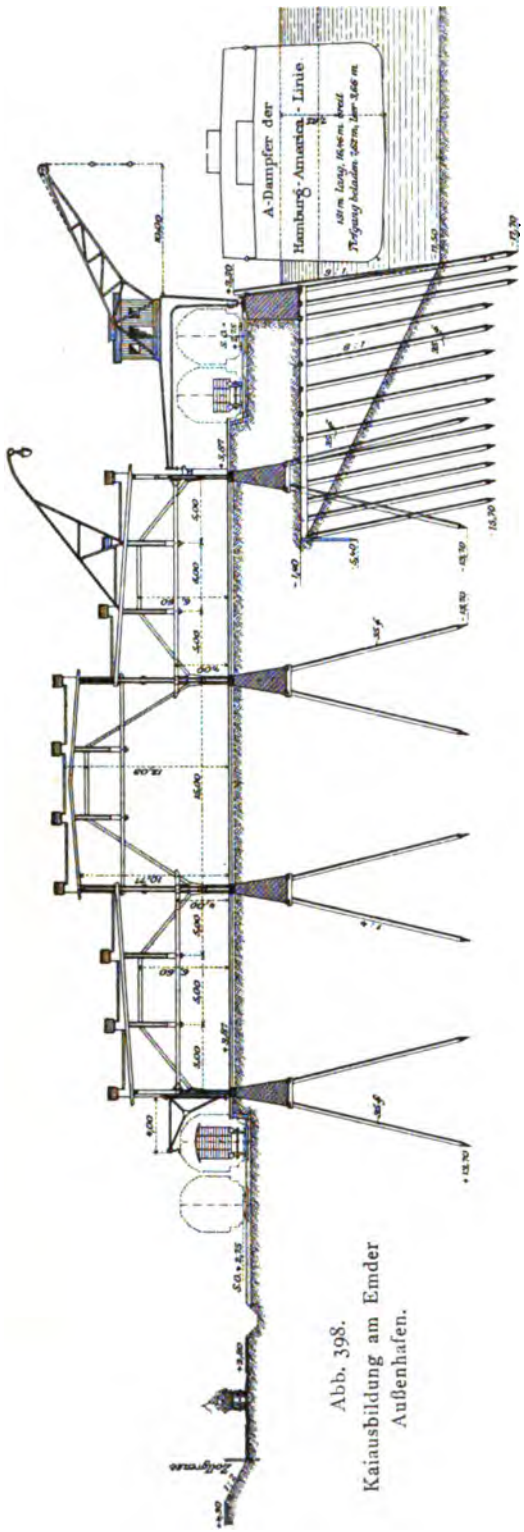


Abb. 398.
Kaiausbildung am Emder Außenhafen.

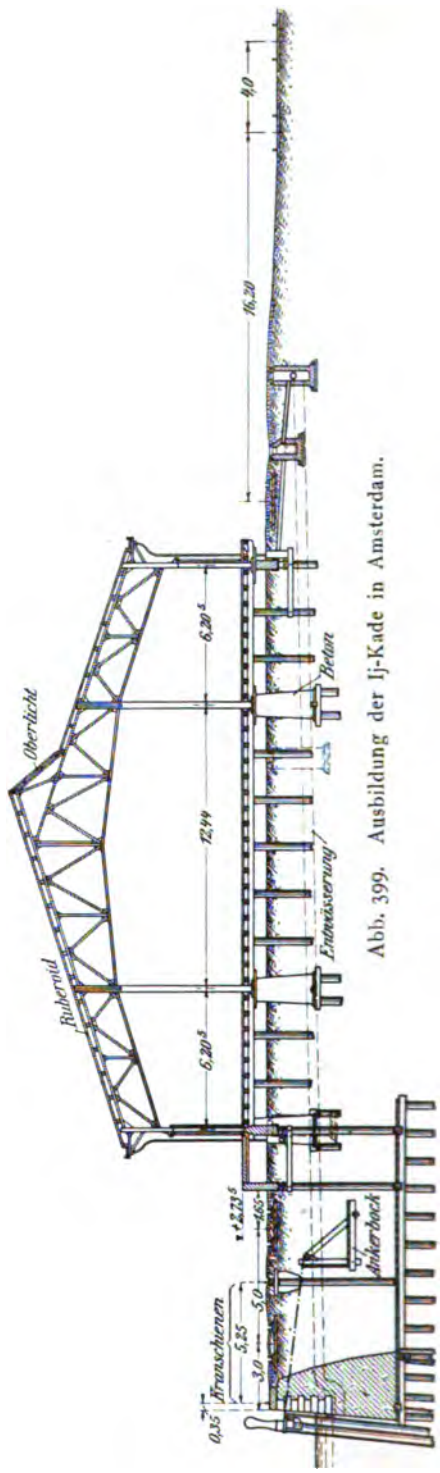


Abb. 399. Ausbildung der Ij-Kade in Amsterdam.

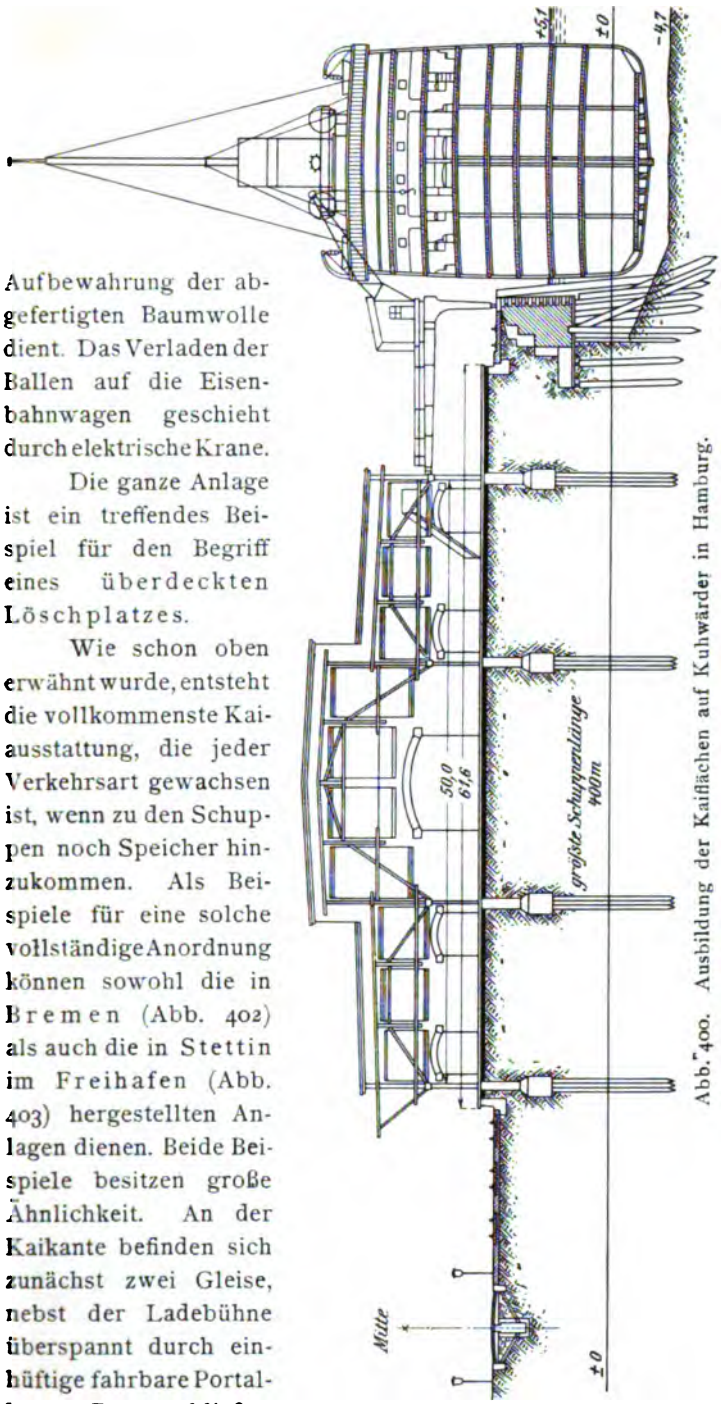


Abb. 400. Ausbildung der Kaiflächen auf Kuhwärder in Hamburg.

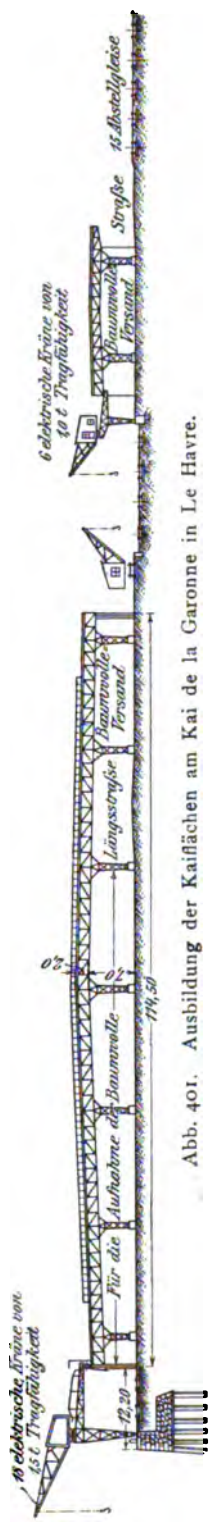


Abb. 401. Ausbildung der Kaiflächen am Kai de la Garonne in Le Havre.

Aufbewahrung der abgefertigten Baumwolle dient. Das Verladen der Ballen auf die Eisenbahnwagen geschieht durch elektrische Krane.

Die ganze Anlage ist ein treffendes Beispiel für den Begriff eines überdeckten Löschplatzes.

Wie schon oben erwähnt wurde, entsteht die vollkommenste Kaiausstattung, die jeder Verkehrsart gewachsen ist, wenn zu den Schuppen noch Speicher hinzukommen. Als Beispiele für eine solche vollständige Anordnung können sowohl die in Bremen (Abb. 402) als auch die in Stettin im Freihafen (Abb. 403) hergestellten Anlagen dienen. Beide Beispiele besitzen große Ähnlichkeit. An der Kaikante befinden sich zunächst zwei Gleise, nebst der Ladebühne überspannt durch einhüftige fahrbare Portalkrane. Daran schließen sich die Kaischuppen mit 35 bezw. 30 m Breite an; bei dem neueren Hafenbecken II in Bremen ist die Schuppenbreite bis auf 65,74 m gesteigert worden; hinter dem Schuppen

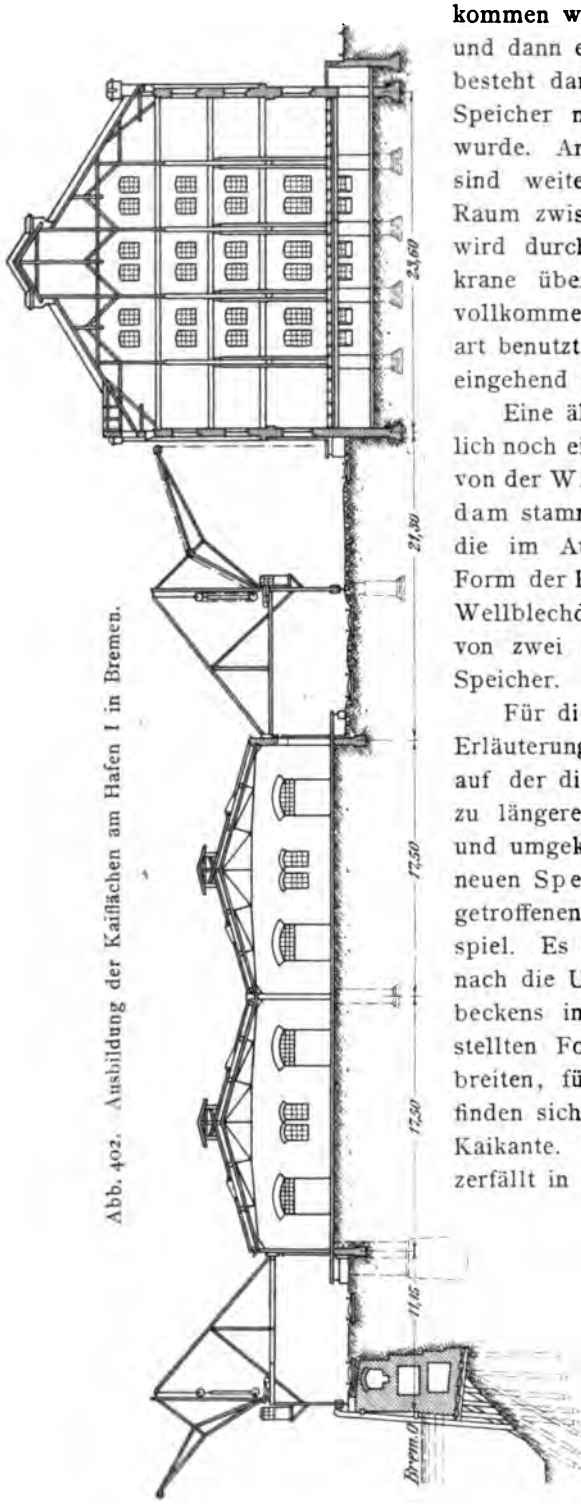


Abb. 402. Ausbildung der Kaiflächen am Hafen I in Bremen.

kommen wieder zwei Gleise, eine Straße und dann ein Speicher. Ein Unterschied besteht darin, daß in Bremen vor dem Speicher noch ein Gleis eingeschoben wurde. An der Rückseite der Speicher sind weitere Gleise angeordnet. Der Raum zwischen Schuppen und Speicher wird durch einhüftige, fahrbare Portalkrane überbrückt. Wie eine derartige vollkommene Anlage von jeder Verkehrsart benutzt werden kann, ist bereits oben eingehend erläutert worden.

Eine ähnliche Ausstattung zeigt endlich noch ein drittes Beispiel auf Abb. 404, von der Wilhelmina-Kade in Rotterdam stammend. Beachtenswert ist hier die im Auslande vielfach angewandte Form der Kaischuppen mit abgerundeten Wellblechdächern und die Anordnung von zwei Gleisen zwischen Straße und Speicher.

Für die am Schluß der allgemeinen Erläuterungen behandelte Verkehrsform, auf der die Güter vom Schiff sogleich zu längerer Lagerung in den Speicher und umgekehrt gehen, bieten die in dem neuen Speicherhafen in Amsterdam getroffenen Anordnungen ein gutes Beispiel. Es ist dort beabsichtigt, nach und nach die Ufer eines ausgedehnten Hafenbeckens in der durch Abb. 405 dargestellten Form auszustatten. Die 30 m breiten, fünfstöckigen Lagerhäuser befinden sich in 14,4 m Entfernung von der Kaikante. Der 14,4 m breite Uferstreifen zerfällt in eine 8,4 m breite, offene Uferstraße, in die ein Gleis eingebettet ist, die ferner von einem einhüftigen Portalkran überdeckt wird, und in eine 6 m breite überdeckte Straße, deren Bedachung dadurch bewirkt wurde, daß der Hauptfußboden des Speichers um 6 m vorgezogen wurde. Die Vorderkante der Über-

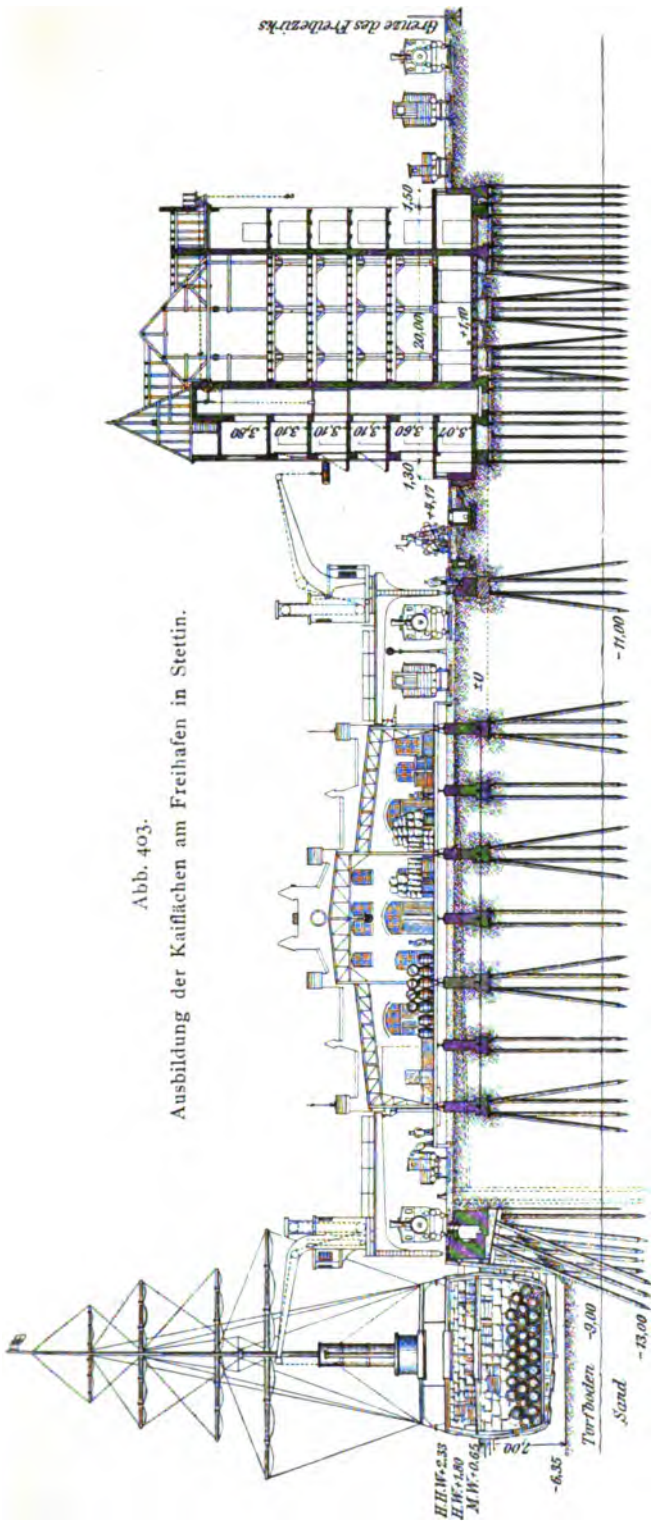


Abb. 403. Ausbildung der Kaiflächen am Freihafen in Stettin.

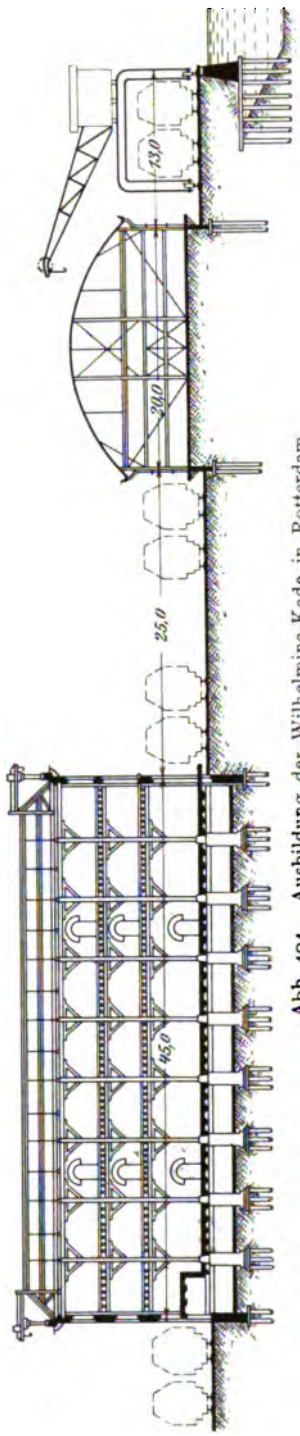


Abb. 404. Ausbildung der Wilhelmina-Kade in Rotterdam.

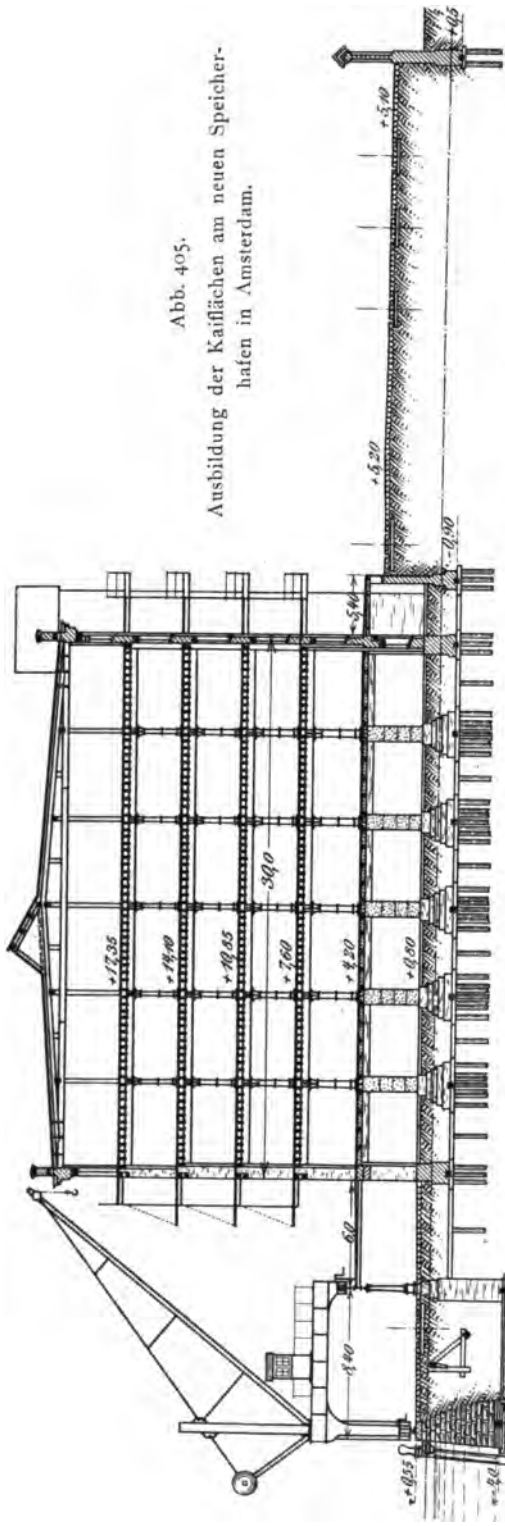


Abb. 405.
Ausbildung der Kaiflächen am neuen Speicherhafen in Amsterdam.

deckung trägt die obere Kranschiene. Der Kran kann die Güter auf bewegliche Plattformen der einzelnen Stockwerke absetzen. Auf der Rückseite des Speichers ist das Gelände so hoch gelegt, daß der Hauptfußboden in die richtige Ladehöhe kommt. Das in Höhe der Kaifläche liegende Geschoß erhält bei dieser Anordnung mehr die Bedeutung eines Kellers. Die Anlage ermöglicht eine schnelle Aufnahme bezw. Abgabe von Gütern aus oder nach dem Schiffe und eine nach und nach stattfindende Abfuhr bezw. Zufuhr in Eisenbahnwagen oder Landfuhrwerken.

II. Bauliche Ausgestaltung der Kaischuppen.

Die Kaischuppen kennzeichnen sich in der Regel als einstöckige, langgestreckte Gebäude von großer Breite. Diese schwankt nach den oben gemachten Ausführungen je nach der Größe der Schiffe und der Bedeutung des Schuppenverkehrs von 15 bis 75 m und mehr.

Die Länge kann beliebig groß gewählt werden, doch führt die Beachtung praktischer Gesichtspunkte dazu, gewisse Mindest- und Größtlängen festzusetzen.

Wenn man an der Bedingung festhält, daß die von einem Schiffe zugeführte Ladung auf einer der Länge des Schiffes entsprechenden Kaifläche untergebracht werden soll, dann ergibt sich als Mindestlänge für einen Schuppen die Länge der in dem Hafen verkehrenden Schiffe. Da für einen Hafen die in großer Zahl verkehrenden Schiffe mittlerer Größe die Haupt-

bedeutung haben, so wird man die Schuppenlänge gleich einem Vielfachen der Länge dieser Schiffe bemessen, es finden dann auch die selten vorkommenden größten Schiffe genügend Schuppenraum vor. Häufig vorkommende Schuppenlängen sind 200 bis 400 m.

Für die Bestimmung der Größtlänge kommt hauptsächlich der Gesichtspunkt der Feuersicherheit in Frage, der es ratsam erscheinen läßt, Zwischenräume von 20 bis 40 m Länge anzulegen, um ein ausgebrochenes Feuer auf seinen Herd beschränken zu können. Außerdem haben die Zwischenräume großen Wert für die Übersicht auf den Hafenzungen, für den Verkehr von Personen, für die Herstellung von Querverbindungen zwischen den Gleisen vor und hinter dem Schuppen (am besten durch unversenkte Schiebebühnen) und endlich zur Heranführung der Rollfuhrwerke an die Querseite der Schuppen; in letzterem Falle werden diese mit Ladebühnen und Toren an den Querseiten versehen.

In manchen Fällen werden auch in den Zwischenräumen der Schuppen Dienstgebäude für verschiedene Zwecke in Anlehnung an die Giebelwände der Schuppen vorgesehen.

Ein Beispiel für die Grundrißanordnung von Schuppen in großen Häfen zeigt Abb. 406 von der zwischen Kaiser-Wilhelm- und Ellerholz-Hafen gelegenen Hafenzunge in Hamburg. Die den größten Teil der Hafenzunge bedeckenden, 50 m breiten Schuppen erreichen eine Länge von 400,4 m. Der Zwischenraum ist auf 36 m bemessen, wovon 16 m auf die Schiebebühnen und der Rest auf die Dienstgebäude entfällt. Die sonst zwischen den Gleisen verbleibenden Flächen sind mit Gebäuden für verschiedene Bedürfnisse besetzt worden; an der Spitze der Zungen be-

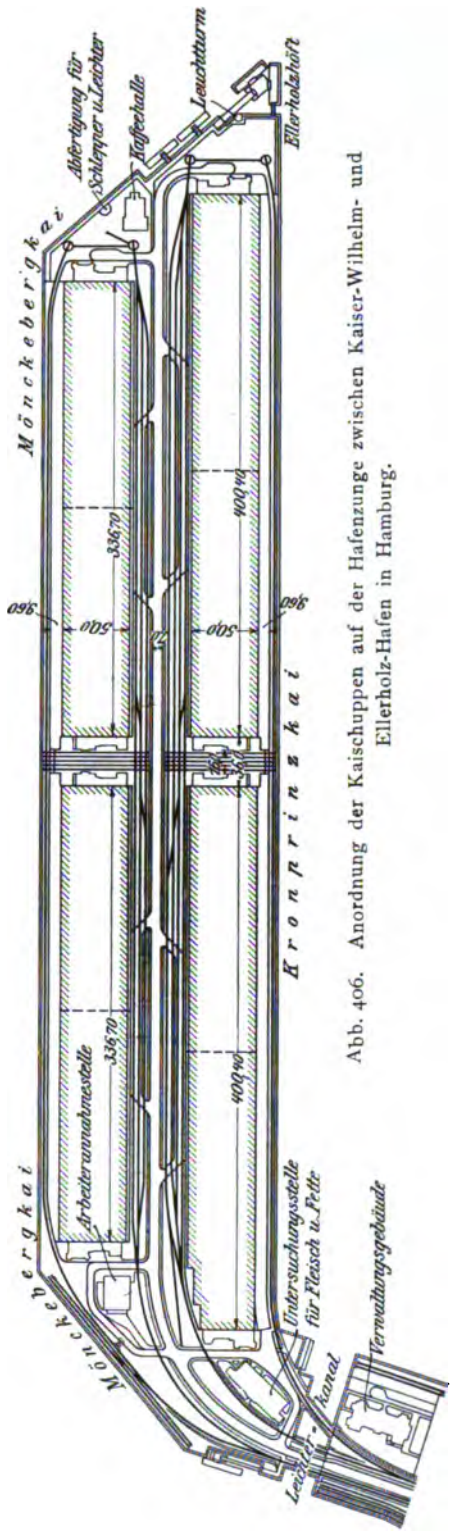


Abb. 406. Anordnung der Kaischuppen auf der Hafenzunge zwischen Kaiser-Wilhelm- und Ellerholz-Hafen in Hamburg.

finden sich ausgedehnte Landungsanlagen für Fährdampfer. Um die hintere Ladebühne für Fuhrwerke zugänglich zu machen, sind einzelne Strecken der Gleise vor dem Schuppen eingepflastert und durch schräge Überfahrten über die übrigen Gleise mit der Mittelstraße verbunden worden.

Andere Anordnungen von Schuppen lassen die zahlreichen Hafenpläne in Band I erkennen, auf die hier verwiesen werden mag.

In den Schuppen werden in der Regel an den Ecken, mitunter auch an anderen Stellen, kleine Verschläge für die Unterkunft der Aufseher, Arbeiter, Steuerbeamten und Wiegemeister angebracht. Auch für Geräte und Aborte sind abgeschlossene kleine Räume erforderlich.

Die Höhe des Schuppenfußbodens liegt in den meisten Fällen, wie schon erwähnt, in Ladehöhe über Schienenoberkante, zulässig bis 1,10 m; nur in solchen Schuppen, die wenig oder gar nicht dem Eisenbahnverkehr dienen, liegt der Fußboden auch in Höhe der Kaifläche.

Er besteht gewöhnlich aus Kiefernholzbohlen, die an den Karrbahnen mit Eisenblech benagelt werden. In Hamburg sind in neuerer Zeit auch Karrbahnen aus harten ausländischen Hölzern hergestellt worden.

Der Fußboden ruht in der Regel auf Lagerhölzern, die von einer Erdschüttung getragen werden. Hierfür wird am besten Sand und zwischen den Balken eine Ausfüllung mit Koksasche gewählt, um Schwammbildungen vorzubeugen. Mit diesen Stoffen müssen alle Hohlräume unter dem Fußboden ausgefüllt werden, um Ratten und Mäusen keine Schlupfwinkel zu schaffen. Nur bei sehr wenig tragfähigem Baugrund wird der Fußboden durch Pfeiler und diese verbindende Träger unterstützt, wie es z. B. in Stettin (Abb. 403) geschehen ist. Bei dieser Anordnung muß sowohl für das Gewicht des Schuppens selbst als auch für die darin lagernden Güter eine künstliche Gründung hergestellt werden, während sonst nur das Gewicht der Wände und des Schuppendaches durch die Gründung aufzunehmen ist, wobei das Gewicht der Ladung unmittelbar auf den Baugrund übertragen wird. Letztere Anordnung hat daher den Vorzug der Billigkeit. Die Belastung des Baugrundes wird hierbei eine verhältnismäßig geringe, denn wenn z. B. 5 t Gewicht auf 1 qm gestapelt werden, so kommt auf 1 qcm nur eine Beanspruchung von 0,5 kg, die von den meisten Erdarten und selbst von angeschüttetem Boden leicht ertragen wird.

Wichtig ist bei der Herstellung des Schuppenfußbodens, daß er sehr genau eben ausgeführt wird, da alle Unebenheiten und Vorsprünge große Hindernisse für die Rollkarren (Stechkarren) bilden.

Als Baustoff für die Umfassungswände kommen Holz, Mauerwerk, Eisenbeton und Eisen in Betracht. Holz ist wegen seiner leichten Entflammbarkeit nur bei älteren und untergeordneten Schuppen in Gebrauch Bei neueren Bauten werden in den meisten Fällen die Giebelwände und die hintere Längswand aus Mauerwerk hergestellt. Bisweilen findet auch Eisenfachwerk Verwendung, gegen das nichts einzuwenden ist.

Auch Eisenbeton hat bisweilen für Schuppenbauten Verwendung gefunden, er besitzt den Vorzug großer Feuersicherheit, wirkt aber meist bei den weitgespannten Räumen etwas schwer. Bei Verwendung von Eisen zur Her-

stellung der Wände sind zur Bekleidung der Wandflächen zwischen den Pfosten mit Eisen beschlagene Holztafeln und vielfach auch Wellblechtafeln verwendet worden.

Wichtig ist die Anordnung der Tore in den Umfassungswänden. Für die hintere Längswand und für die beiden Giebelwände kommt die gleiche Anordnung in Betracht, die bei Eisenbahngüterschuppen üblich ist, wo die Torachsen 7,5 bis 9,0 m von einander entfernt und die Tore 2,50 m weit und 2,80 m hoch sind.

Für die Vorderseite ist die beste Anordnung die, bei der die ganze Schuppenfront geöffnet werden kann, damit die von den Kranen auf der Ladebühne abgesetzten Waren an jeder beliebigen Stelle in den Schuppen hineingerollt werden können. Die Schuppen sind daher bei den neueren Ausführungen in der Vorderwand ganz aus Toren gebildet worden, wie verschiedene der weiter unten gegebenen Beispiele

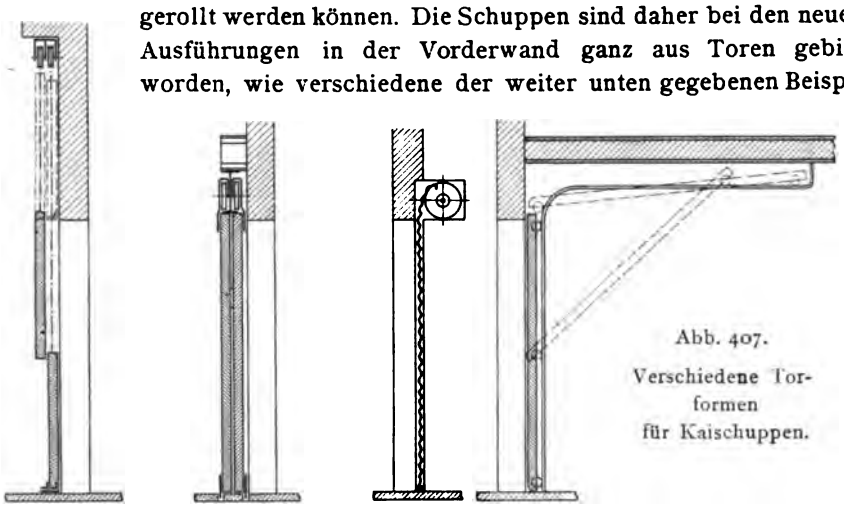


Abb. 407.
Verschiedene Torformen
für Kaischuppen.

zeigen. Die Tore können dabei als Schiebetore gebaut werden, die auf Kugellagern an Rollen aufgehängt sind und auf Schienen über der Toröffnung laufen. Wenn dann alle Tore so verschoben werden, daß je zwei Flügel hintereinanderliegen, kann im ganzen die halbe Schuppenlänge freigelegt werden. An manchen Orten sind die Tore aus Stahlblechrolläden gebildet, die nach oben zusammengerollt werden (Abb. 407, 388 u. 393 aus den Häfen von Genua bezw. Boston); an noch anderen Stellen findet man Tore, die nach oben gehoben werden und zu dem Zweck in der halben Höhe in zwei Teile zerlegt sind, die in gehobenem Zustande hintereinander liegen (Abb. 407).

Eine noch andere Lösung hat die Aufgabe bei einem neueren Schuppen in Philadelphia gefunden, wo die Tore durch seitlich angebrachte Rollen auf winkelförmig gebogenen Schienen so geführt werden, daß sie sich beim Öffnen wagerecht unter die Decke legen (Abb. 407).

Bei den drei letzten Anordnungen entsteht der Vorteil, daß die ganze Schuppenlänge völlig freigelegt werden kann.

Bei Schuppen über 200 m Länge empfiehlt es sich, durch feuersichere Brandmauern, die über die Dachfläche hinausgeführt werden, eine Unterteilung vorzunehmen, um die Ausdehnung eines etwaigen Brandes auf die davon betroffene Abteilung zu beschränken. In diesen Mauern angebrachte Türen

müssen feuersicher sein und so angebracht werden, daß sie sich von selbst geschlossen halten; eine solche Einrichtung zeigt Abb. 386, wo die Tore als Schiebetore ausgebildet sind und auf geneigten Schienen laufen, so daß sie durch ihr eigenes Gewicht sich stets geschlossen halten.

Da derartige Brandmauern die freie Benutzung der Schuppen beeinträchtigen, so hat man auch Brandmauern hergestellt, die nur bis 2,0 m über den Fußboden hinabreichen; auch deren Wirkung soll sich als ausreichender Schutz gegen die Ausbreitung von Bränden erwiesen haben.

Als Baustoff für die Dächer kommt Holz oder Eisen oder auch die Vereinigung beider Baustoffe und endlich Eisenbeton in Betracht. Eisen hat vor Holz den Vorzug, daß man größere Stützweiten anordnen kann und daher weniger den Verkehr behindernde Säulen im Schuppenraum aufzustellen braucht. Die Feuersicherheit des Eisens ist bei kleinen Bränden etwas größer als die von Holz, bei größeren pflegen beide Stoffe dem Feuer nicht standzuhalten und einzustürzen. Dann aber hat Holz den Vorzug, daß die Aufräumungsarbeiten leichter auszuführen sind und die Wiederherstellung schneller vonstatten geht.

Die Anordnung der Dächer erfolgt in den meisten Fällen gleichlaufend mit der Kaikante, nur in seltenen Fällen, wie z. B. bei dem Scheldekai in Antwerpen (Abb. 417), steht die Achse senkrecht zum Ufer. Die Unterkante der Bauteile der Dächer muß mindestens 4,0 m über dem Schuppenfußboden liegen, meist ist jedoch eine größere Höhe vorhanden. Bei der großen Breite der Schuppen werden bisweilen mehrteilige Dachformen verwendet (Abb. 418). Schwierigkeiten bereitet dann die Abführung des Regenwassers und des Schnees in den Kehlen zwischen benachbarten Dächern. Diesen Übelstand vermeiden Dachformen, wie die durch Abb. 412 dargestellte, die ferner den Vorteil besitzt, daß durch lotrechte Fenster eine genügende Beleuchtung der Schuppenfläche erfolgt, die leichter wasserdicht herzustellen sind als in der Dachfläche liegende Oberlichter. Bei sehr breiten Schuppen spielt die Beleuchtungsfrage und die zweckmäßige Anordnung von Oberlichtern eine wichtige Rolle. Für Lüftung braucht im allgemeinen bei den Schuppen nicht gesorgt zu werden, da sie durch das Öffnen der Türen in ausreichendem Maße stattfindet. Die Dachdeckung erfolgt meist mit Dachpappe, bisweilen auch durch Wellblech.

Diesen allgemeinen Vorbemerkungen mögen nun einige kennzeichnende Beispiele neuerer Schuppen angeschlossen werden.

Die einfachsten, meist aus Holz hergestellten, offenen Schuppen bedürfen keiner weiteren Erläuterung, sie entsprechen in ihrer Bauweise auf Säulen errichteten Schutzdächern und kommen nur für geringwertige Güter in Frage. Viel verwendet werden sie zur Lagerung von Holz. Sie erfordern gegen Diebstähle besondere Bewachung, wenn nicht das Gewicht der lagernden Gegenstände ein leichtes Fortschaffen verhindert. Der Schutz der ganz offenen Schuppen gegen die Unbilden der Witterung ist nur ein geringer.

Aus diesem Grunde findet man mehrfach halboffene Schuppen, die in der Regel nach der Kaiseite hin offen sind. Sie gewähren etwas größeren Schutz gegen Wind und Wetter, sind aber schwerer zu bewachen gegen Feuer und

Diebstahl als die ganz offenen, da die geschlossenen Wände die freie Durchsicht stören. Man erspart bei den halboffenen Schuppen die kostspielige Verschlußeinrichtung der vorderen Front. Ihre Bauweise unterscheidet sich von den völlig geschlossenen nur durch den Fortfall dieses Verschlusses, braucht daher nicht gesondert behandelt zu werden.

Von den ganz geschlossenen Schuppen sollen zunächst die einstöckigen als die häufigste Form durch Beispiele erläutert werden. Unter diesen zeigt Abb. 408 den Querschnitt eines Schuppens mit ungeteilter Dachfläche, wie sie im Bremer Freihafen mehrfach ausgeführt worden sind. Die Abbildung läßt ferner die Ausstattung des Kaistreifens vor dem Schuppen mit zwei

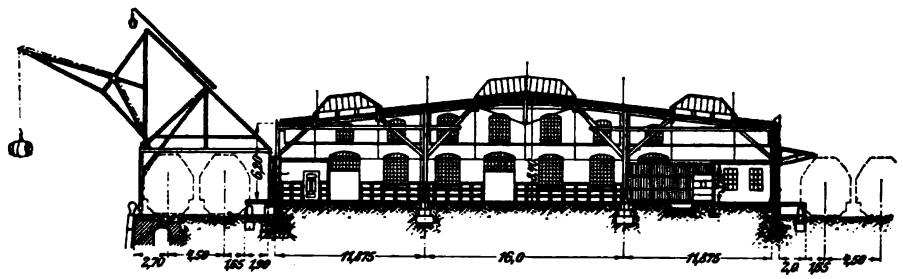


Abb. 408. Kaischuppen von dem Hafen I in Bremen. Querschnitt.

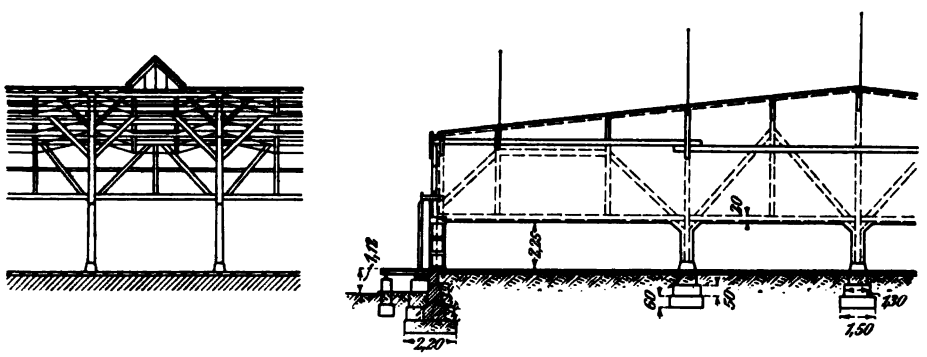


Abb. 409. Kaischuppen von dem Hafen I in Bremen. Teil des Längsschnittes und Brandmauer.

Gleisen und einem Halbportalkran erkennen. Die Kranbahn wird von einer Auskragung, die durch besondere, vor den Binderpfosten stehende Säulen gestützt wird, gebildet. An dieser Auskragung ist gleichzeitig die Laufschiene für die Schiebetore angebracht worden. An der Hinterseite des Schuppens sind schmale, feste Schutzdächer vorgesehen. Die Stützweite des 39,75 m breiten Schuppens ist durch zwei Säulen in drei Felder von 11,875 m Breite an den Seiten und 16,0 m in der Mitte geteilt worden. Die Binderweite beträgt 8,0 m. Die Säulen bestehen ganz aus Holz, ebenso das Dachgespärre; dagegen ist zur Verankerung Eisen verwendet worden. Die Pfetten sind ebenfalls aus Holz hergestellt und durch eiserne Streben und Bänder verstärkt worden. Abb. 409 zeigt einen Teil des Längsschnittes. Die gleiche Abbildung enthält eine der oben erwähnten feuersicheren Trennungswände, die bis 2,25 m über den Fußboden reicht.

Einen Teil des Grundrisses, der die Verteilung der Säulen und der Oberlichter erkennen läßt, gibt Abb. 410 wieder. Gleichzeitig zeigt die Abbildung die Anordnung einer gedeckten Unterfahrt für Rollfuhrwerke, deren Breite 18,0 m bei einer Länge von 25,0 m beträgt. Weiter ist auf dem Grundriß ein Pissoir, eine Arbeiterbude und ein Verschlag für die unter Zollverschluß zu nehmenden Güter mit den erforderlichen Diensträumen dargestellt worden.

Ebenfalls ungeteilte Dachflächen besitzen die neuen Schuppen im Hafen II in Bremen, von denen Abb. 411 den Querschnitt eines 65,74 m breiten Schuppens wiedergibt. Das Dach ist hier durch doppelte Hängewerke

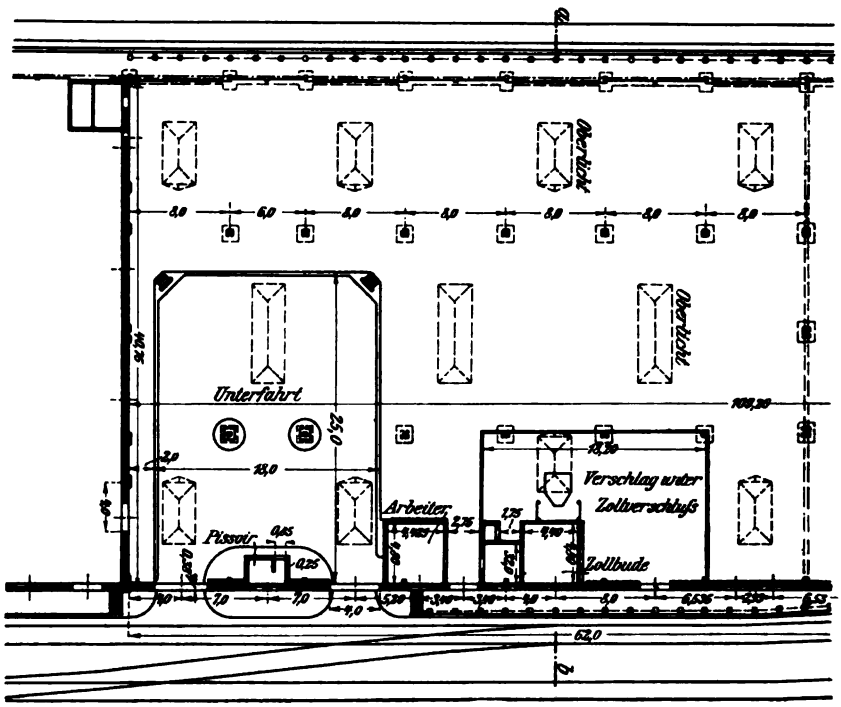


Abb. 410. Kaischuppen von dem Hafen I in Bremen. Grundriß.

unterstützt und eine Stützweite von rd. 13,0 m bei einer Binderentfernung von 6,54 m gewählt worden. Bemerkenswert sind die über die ganze Schuppenbreite sich erstreckenden Oberlichter, die über jedem zweiten Binderfelde angeordnet sind. Die linke Seite der Abbildung zeigt einen über drei Gleise reichenden Halbportalkran. Für Fuhrwerke sind Unterfahrten von 18 m Breite und rd. 40 m Länge vorgesehen.

Die Dichthaltung der ausgedehnten Oberlichter bereitet nicht geringe Schwierigkeiten, sie wird erleichtert, wenn die Fenster lotrecht gestellt werden und die Dachfläche durch einen mittleren höheren Teil, wie es bei den neueren Schuppen in Hamburg, Harburg und Emden geschehen ist, unterbrochen wird. Ein Beispiel für diese Anordnung zeigt Abb. 412 an dem Querschnitt der Kaischuppen 2 und 3 in Emden, die Stützweiten von 15,0 m und Binderentfernungen von 8,0 m besitzen. Die Dachfläche wird wie bei dem vorigen Beispiel durch

doppelte Hängewerke unterstützt, die stark belasteten Säulen bestehen im unteren Teil aus Eisen. Die Beleuchtung erfolgt durch lotrechte Seitenfenster an den Längswänden und an dem vorspringenden Mittelteil der Dachfläche. Bei diesem Beispiel seien auch die Schiebetore der vorderen

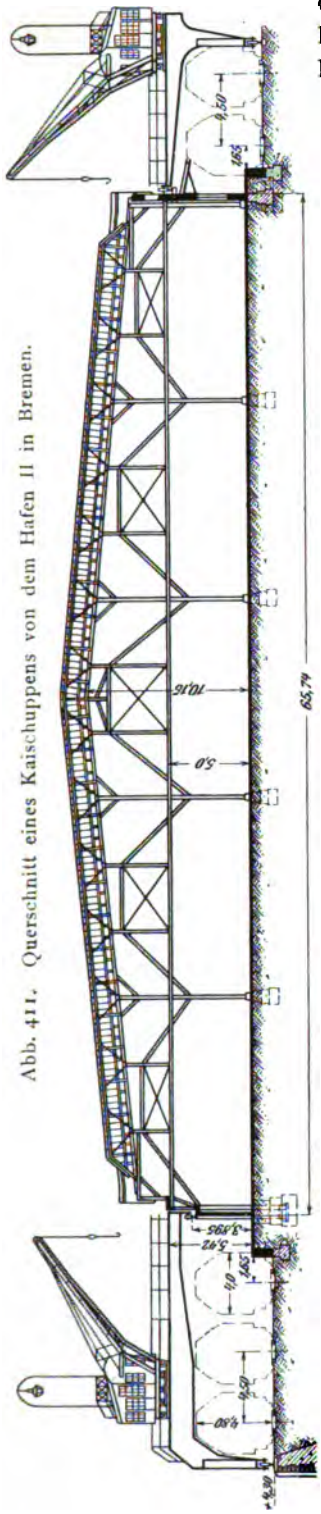


Abb. 411. Querschnitt eines Kaischuppens von dem Hafen II in Bremen.

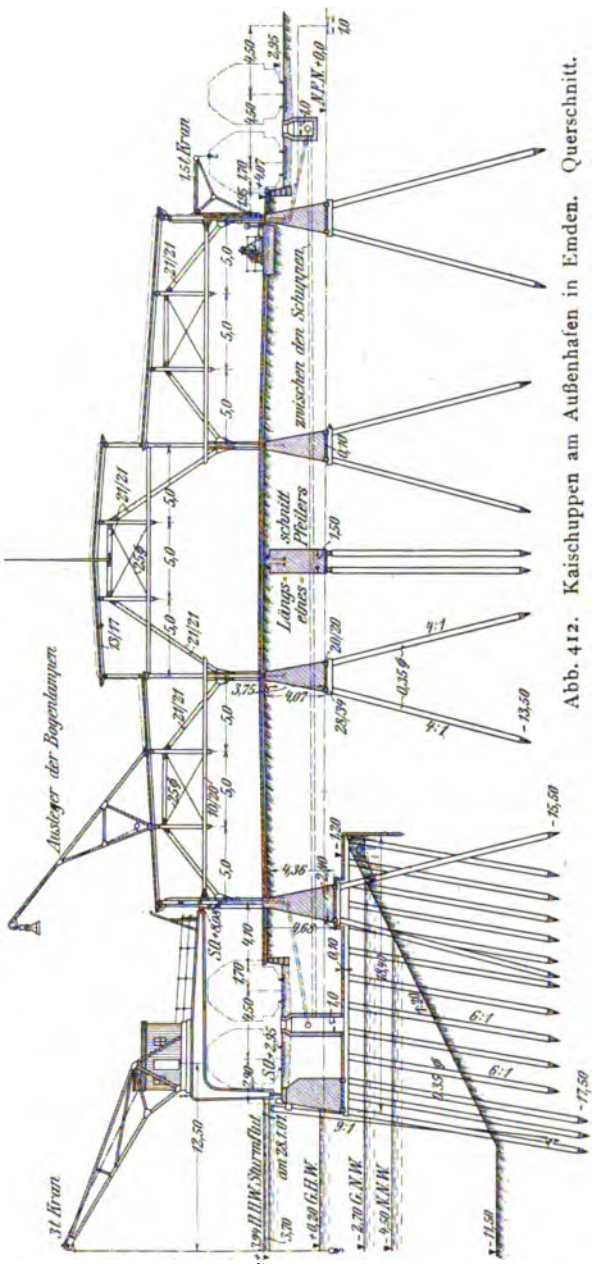


Abb. 412. Kaischuppen am Außenhafen in Emden. Querschnitt.

Schuppenwand näher beschrieben. Abb. 413 zeigt eine der Binderstützen, die einen aus zwei U-Eisen Nr. 22 und diese verbindenden Blechplatten gebildeten kastenförmigen Querschnitt haben und mit Beton ausgefüllt sind, mit der Auskragung, die oben einen I-Träger zur Unterstützung der Kranschiene und unten einen zweiten

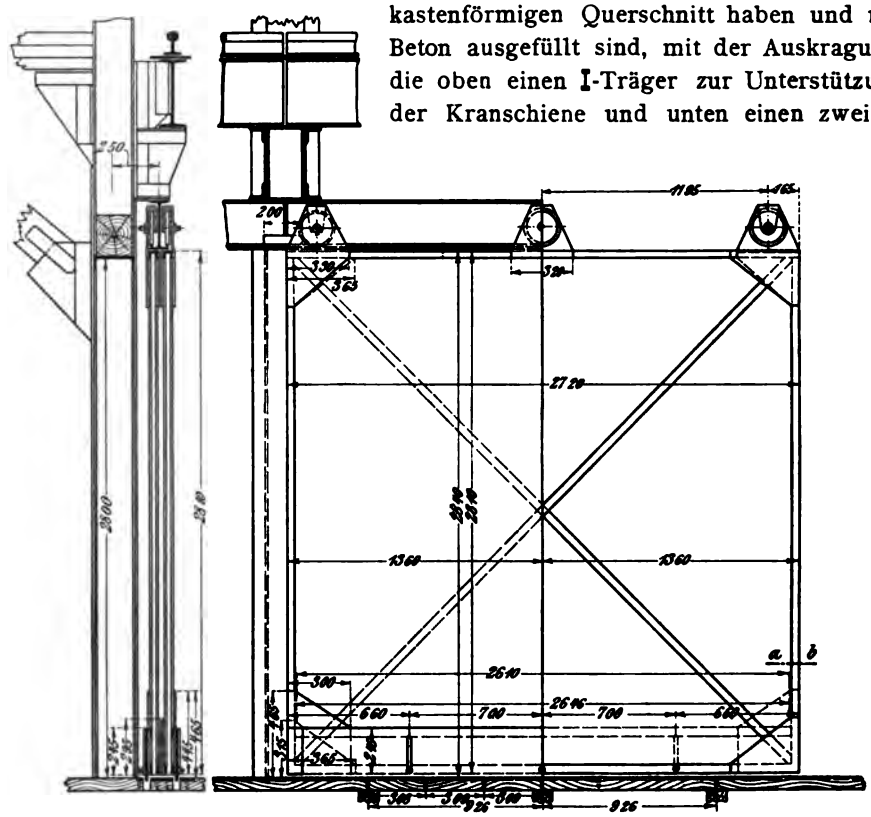


Abb. 413. Einzelheiten der Kranlaufbahn und der Tore.

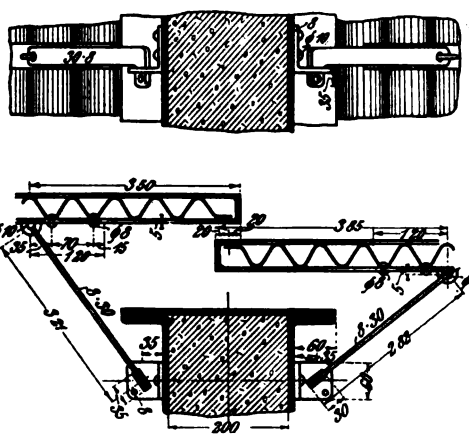


Abb. 414.
Einzelheiten für die Verriegelung der Tore.

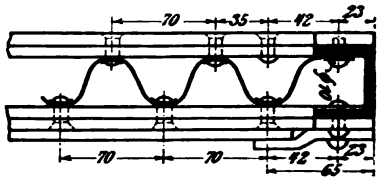


Abb. 415.
Einzelheiten eines Torflügels.

Abb. 413 bis 415.
Kaischuppen am Außenhafen in Emden.

Träger stützt, auf dessen Flanschen die halbrunden Führungsschienen für die Tore angebracht sind. An diesen Schienen hängen mit je drei Rollen die aus Wellblech gebildeten und mit U-Eisen Nr. 5 eingefaßten Tore von 2,84 m Höhe und 2,72 m Breite; einen Querschnitt durch den Torflügel zeigt

Abb. 415. Die Einzelheiten der Aufhängung werden durch Abb. 416 näher erläutert. Am unteren Ende besitzt jeder Torflügel Führungsbleche, die sich in 20 mm weiten Schlitzen, begrenzt durch eingelassene Flacheisen, bewegen und ein Pendeln der Tore verhüten. Durch diese Anordnung wird jeder Vorsprung im Fußboden, der den Stechkarren hinderlich sein könnte, vermieden.

Die Feststellung der Tore erfolgt vom Innern des Schuppens aus durch Haken, die in kurze, an den Säulen angenietete Winkelstücke eingreifen und durch Vorhängeschlösser festgehalten werden (Abb. 414).

Eiserne Schuppendächer kommen in sehr mannigfaltigen Formen vor, man findet bei ihnen ähnliche Stützweiten wie bei den vorigen Beispielen, die Anwendung des Eisens ermöglicht es aber auch, darin erheblich weiter zu gehen. Für die erstere Art bilden die auf Abb. 403 dargestellten Stettiner Schuppen und die auf Abb. 399 wiedergegebenen Schuppen an der Ij-Kade in Amsterdam einen Beleg. Sehr einfache Dachbauweisen, die größere Stützweiten ermöglichen, erhält man bei Anwendung gebogener Wellblechtafeln, wie Abb. 395 und 404 es an den in Rotterdam ausgeführten Schuppen erkennen lassen.

Vielfach ist bei eisernen Dächern auch der sogenannte Polonceau-Dachstuhl verwendet worden, und zwar sowohl in der Längsrichtung des Kais als auch quer zu demselben. Abb. 417 zeigt den Querschnitt eines Stückes eines auf dem südlichen Teil des Scheldekais in Antwerpen errichteten, 1280 m langen Schuppens. Die gleiche Anordnung wiederholt sich in der ganzen Länge des Schuppens; in der Breitenrichtung des 60 m breiten Schuppens stehen die Binder in 7,70 m Abstand.

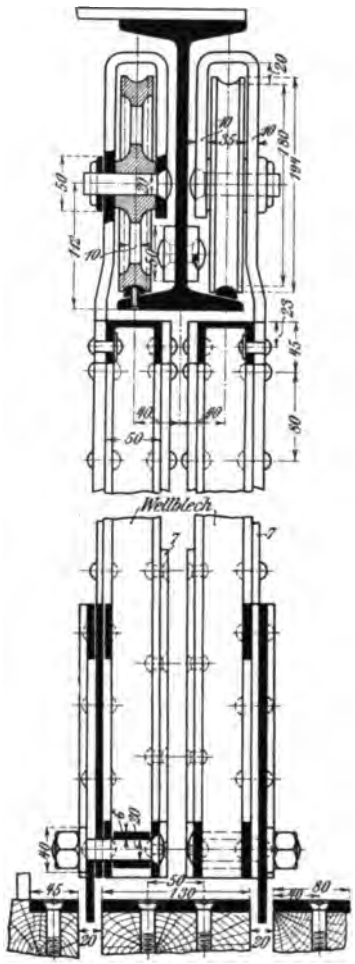


Abb. 416. Kaischuppen am Außenhafen in Emden. Einzelheiten von der Aufhängung und dem unteren Abschluß der Tore.

Noch andere Dachstuhlanordnung zeigt die durch Abb. 418 gegebene Zusammenstellung, auf der besonders die in französischen Häfen mehrfach ausgeführten hallenförmigen Dächer von Spannweiten bis zu 30 m beachtenswert sind. Wenn auch die dabei erreichten großen stützenfreien Hallen für den Verkehr und die Übersicht sehr angenehm sind, so verursachen sie doch unnötig hohe Kosten und haben den bereits erwähnten Nachteil, daß die Aufräumung und Wiederherstellung durch Feuer zerstörter Stücke große Schwierigkeiten bereitet. Die bei den oben beschriebenen deutschen Beispielen in der Schuppenfläche stehenden Säulen stören, wie die Erfahrung gezeigt hat, nicht nennenswert.

Die Reihe dieser Beispiele möge noch durch einen in Eisenbeton im Hafen von Danzig[1]) ausgeführten Schuppen ergänzt werden (Abb. 419). Bisher hat Eisenbeton bei Schuppenbauten wenig Verwendung gefunden, einerseits wohl deswegen, weil die Abmessungen der Dachbalken bei größeren Spannweiten sehr schwer ausfallen, anderseits auch aus dem erwähnten Grunde der erschwerten Aufräumung nach etwaiger Zerstörung und endlich auch wegen der höheren Kosten.

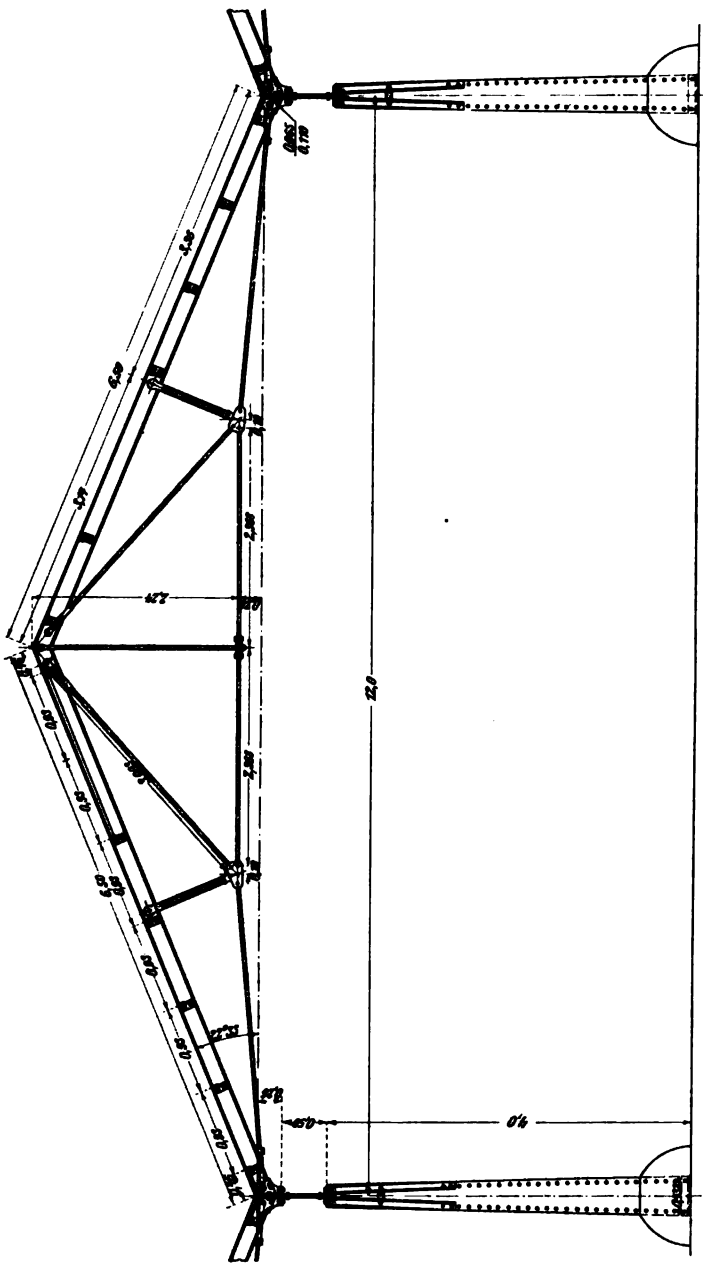


Abb. 417. Querschnitt durch einen Teil der Kaischuppen am Scheldekai in Antwerpen.

Von den geschilderten, am häufigsten vorkommenden Formen muß abgewichen werden, wenn es sich darum handelt, in dem Schuppen besondere Aufgaben für bestimmte Güter zu erfüllen.

Ein Beispiel dieser Art bildet der Schuppen der Elbe-Schiffahrtsgesellschaften am Moldauhafen in Hamburg.[2]) Wie der durch Abb. 420 u 421 dargestellte Querschnitt und Grundriß zeigt, ist der Schuppen ganz auf Pfeilern errichtet worden. Es entstehen

[1]) Beton u. Eisen 1912, S. 86 u. 87. Neuere Formen siehe in Beton u. Eisen 1913, S. 233 u. f.

[2]) Deutsche Bauzeitung 1909, S. 222.

dadurch unter dem Schuppenfußboden Durchfahrten für „Schuten", die es ermöglichen, die von Binnenschiffen herangebrachten, in dem Schuppen kurze Zeit gelagerten Massen- und Stückgüter schnell und leicht in Schuten für die Weiterbeförderung nach den Speichern oder nach Seeschiffen überladen zu können. Von den unter dem Pfeiler liegenden Durchfahrten werden zwei als sogenannte „Schutengassen" für diesen Zweck benutzt. Die Schutengassen

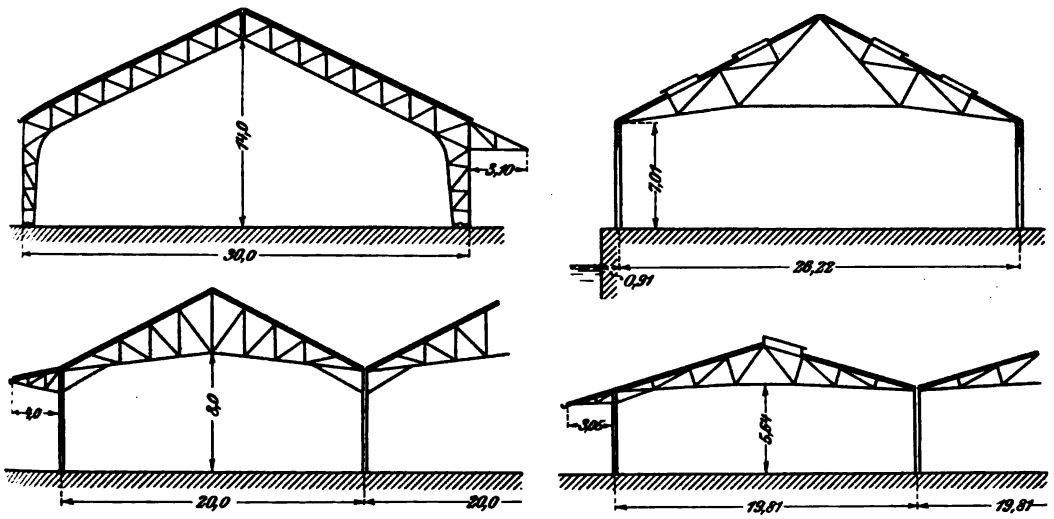


Abb. 418. Verschiedene Formen von eisernen Bindern bei Kaischuppen.

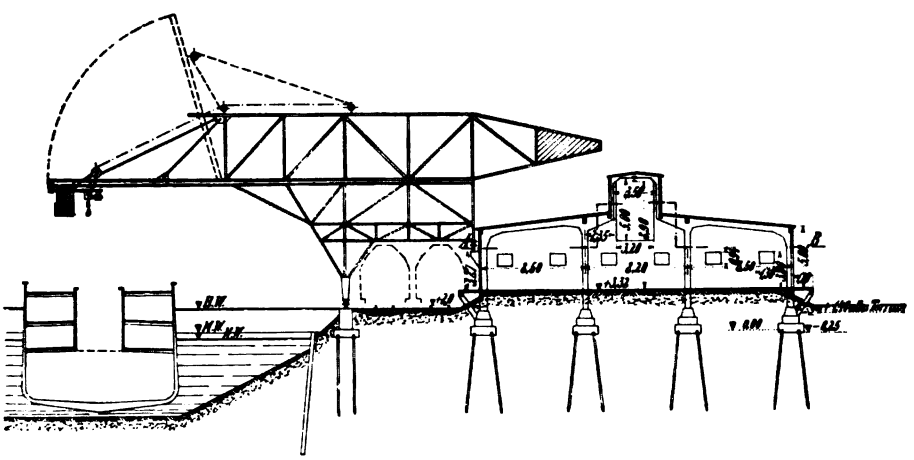


Abb. 419. Querschnitt eines Kaischuppens aus Eisenbeton auf dem Holm bei Danzig.

sind in der Mitte des Schuppens mit dem Hafenbecken durch eine 15,62 m breite, unter der Ladebühne hindurchführende Quergasse verbunden; damit ist noch ein weiterer Zugang zu den langgestreckten Gassen geschaffen worden.

An der Wasserseite des Schuppens befindet sich eine 7,0 m breite Ladebühne, an der die Binnenschiffe anlegen. Sie ist mit fahrbaren Kranen von 3,0 und 1,5 t Tragfähigkeit ausgerüstet und an jedem Ende 60 m länger als

der Schuppen, wodurch Gelegenheit zum unmittelbaren Überladen von Binnenschiffen in Schuten ohne Benutzung des Schuppens gegeben ist.

Der Schuppen selbst ist 192 m lang, 40 m breit und dreischiffig angelegt. Die Seitenschiffe sind zweistöckig ausgeführt und die Fußböden der Ober-

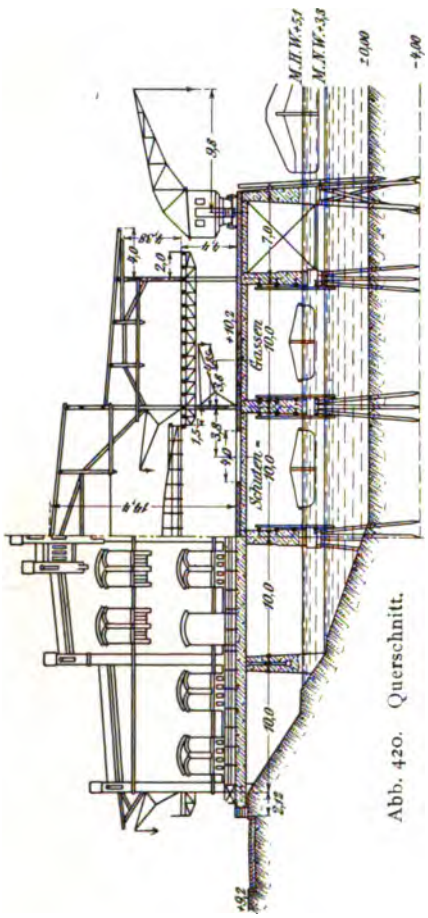


Abb. 420. Querschnitt.

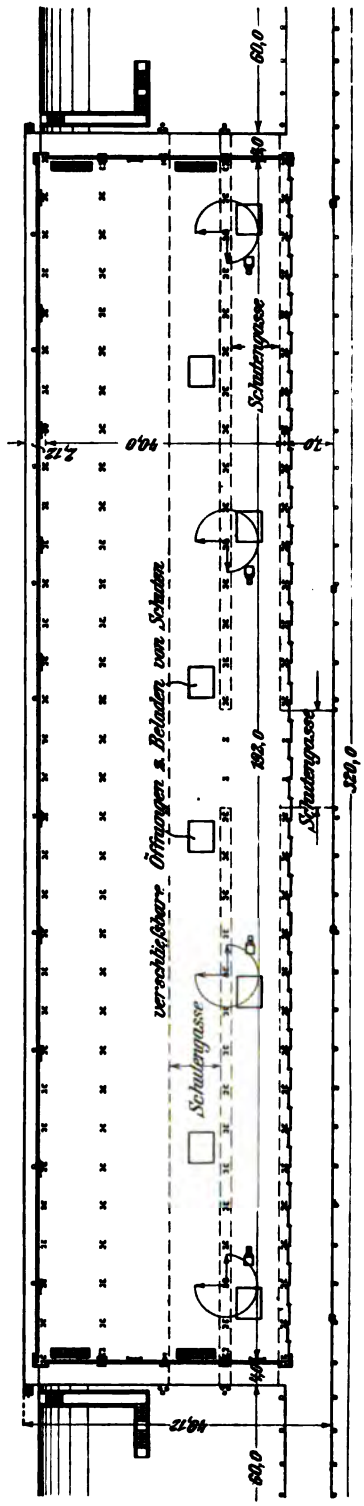


Abb. 421. Grundriß.

Abb. 420 u. 421. Kaischuppen am Moldauhafen in Hamburg.

geschosse durch vier Laufstege von 2,5 m Breite miteinander verbunden worden. Dieser Zwischenfußboden endigt an der Wasserseite in einer 2,0 m breiten Galerie und an der Landseite in vier Ladebalkons. In dem Schuppenfußboden sind über jeder Schutengasse vier Ladeluken von 4,0 · 4,88 m Größe vorgesehen, durch welche die Überladung der Güter

von den Lagerböden nach den unten befindlichen Schuten stattfindet; hierfür werden feste Handkrane von 1000 kg Tragfähigkeit benutzt. Die Lukenverschlüsse werden bei der Öffnung zunächst etwas gesenkt und dann in wagerechtem Sinne unter dem Fußboden verschoben.

Als Vorzüge der Anlage werden angegeben, die Möglichkeit unmittelbarer und schneller Umladung von Schiff zu Schiff durch Vermittlung der Ladebühne ohne Benutzung des Schuppens, die einfache Beladung der Schuten durch die zu kurzer Lagerung in den Schuppen aufgenommenen Güter unter geschütztem Dach durch die Luken, die gute Ausnutzung des Ufers, indem auf 320 m Uferlänge 800 m Kailänge gewonnen wurden und endlich die dadurch bewirkte Übersichtlichkeit des Verkehrs.

Das vorstehende Beispiel stellt gleichzeitig den Übergang zu den zweistöckigen Schuppen dar, indem Teile desselben mit einem Zwischenboden versehen wurden.

Zweistöckige, oder besser gesagt, zweigeschossige Schuppen, werden an Orten angewandt, wo die erforderliche Schuppenfläche in einer Ebene nicht beschafft werden kann. Sie erfüllen aber selten den Hauptzweck der Schuppen, nur dem Durchgangsverkehr zu dienen, in vollem Maße; in der Regel wird nur das untere Geschoß für den Durchgangsverkehr benutzt, während das obere mehr und mehr für Lagerzwecke verwendet wird; da das Hinauf- und Herunterschaffen der Güter auf den bezw. von dem oberen Boden Unbequemlichkeiten und Kosten verursacht, bleiben die schnell zu befördernden Güter unten und die länger lagernden oben. Dann könnten sie in den meisten Fällen aber auch ebensogut in Lagerhäusern liegen, wo der für ihre Unterbringung erforderliche Raum billiger beschafft werden kann als durch ein zweites Geschoß bei einem Schuppen. Wo aber nicht anders Rat zu schaffen ist, bleibt schließlich nichts weiter übrig, als mehrgeschossige Schuppen anzulegen.

Ein Vorteil kann jedoch durch zweigeschossige Schuppen dadurch erreicht werden, daß Ein- und Ausfuhr so getrennt wird, daß z. B. die für die Ausfuhr bestimmten Güter auf dem unteren Boden angesammelt werden und die eingeführten auf dem oberen gelöscht werden, von wo sie durch Hebezeuge oder Rutschen in die Landbeförderungsmittel gelangen, wie es z. B. in Liverpool geschieht.

Ein gutes Beispiel eines zweigeschossigen Schuppens bildet der Kaischuppen am Innenhafen in Königsberg am Pregel.[1]) Abb. 422 zeigt einen Querschnitt des Schuppens und Abb. 423 die Hälfte des Grundrisses. Die Wände sind aus Mauerwerk, das Dachgebälk aus Holz und die Stützen und Balken des oberen Fußbodens aus Eisen hergestellt worden. Der Fußboden im Untergeschoß besteht an den Lagerplätzen aus 5 cm starken Kiefernholzbohlen, die auf Eichenschwellen in Beton befestigt sind und an den Karrbahnen aus Rotbuchenholz. Die 18,6 m breite und 19,85 m tiefe Unterfahrt dagegen ist ebenso wie die Ladebühne mit Holzpflaster versehen worden. Der Fußboden des Obergeschosses liegt 5,4 m über dem des Erdgeschosses

[1]) Richter, Der Ausbau des Königsberger Innenhafens. Königsberg 1907.

und besteht aus einer doppelten Bretterlage von je 3 cm Stärke und einer Zwischenlage von Asbestpapier. Auf der Sichtseite sind Balken und Bohlen glatt gehobelt, um sie gegen Angriffe des Feuers stärker zu schützen. An beiden Längsseiten sind in Höhe des oberen Fußbodens durchlaufende Galerien angebracht, von denen die wasserseitige zum Absetzen der für das Obergeschoß bestimmten und von dem Halbportalkran aus dem Schiff gehobenen Güter dient, während die landseitige benutzt wird, um mit Handkranen die Güter auf Eisenbahnwagen bezw. Fuhrwerke hinabzulassen.

Zu dem gleichen Zweck ist über der Mitte jeder Unterfahrt im Fußboden des Obergeschosses eine Öffnung von 9,30 · 6,22 m Größe vorgesehen worden, in deren Ecken mit Hand und auch elektrisch betriebene Krane von 0,75 t Tragfähigkeit aufgestellt sind. Endlich verbinden elektrisch betriebene Fahrstühle die beiden Geschoßfußböden untereinander und mit dem an einigen Stellen vorhandenen Keller.

Wie der Grundriß (Abb. 423) erkennen läßt, sind an den Ecken des Schuppens, meist nur von außen zugänglich, Räume für Arbeiter und Aufseher, Aborte usw. untergebracht worden.

Im ganzen stellt der Schuppen eine sorgfältig durchdachte Anlage dar, bei der mit Erfolg danach gestrebt worden ist, eine möglichst gleichwertige Mitbenutzung des oberen Geschosses zu erzielen.

Weitere zweigeschossige Schuppen sind auch in Bremen errichtet worden, zum Teil auch an Stelle von Speichern; sie führen dann den Namen Lagerschuppen und stehen nicht unmittelbar am Kai, sondern in der Reihe der Speicher.

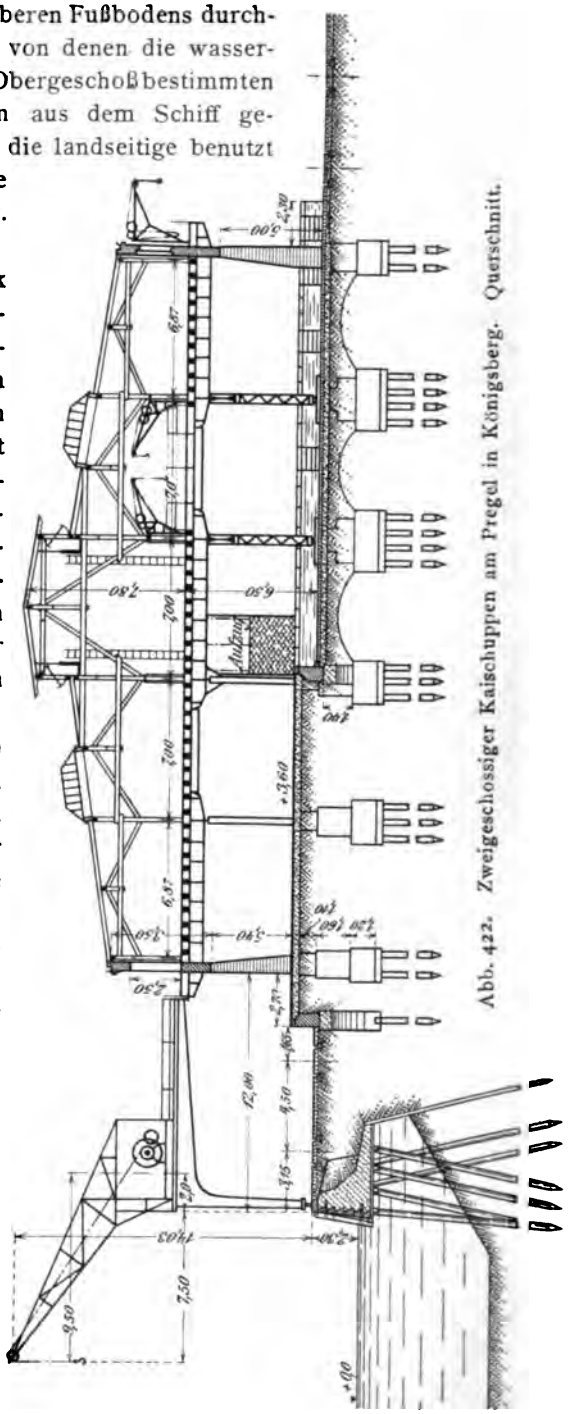


Abb. 422. Zweigeschossiger Kaischuppen am Pregel in Königsberg. Querschnitt.

Einen anders gestalteten, ganz aus Eisenbeton hergestellten zweigeschossigen Schuppen zeigt Abb. 424 von der Calata della Chiappella in Genua. Kennzeichnend ist hierbei das Zurücktreten des oberen Geschosses, so daß dadurch eine Plattform entsteht für das Absetzen der Güter, von der sie leicht

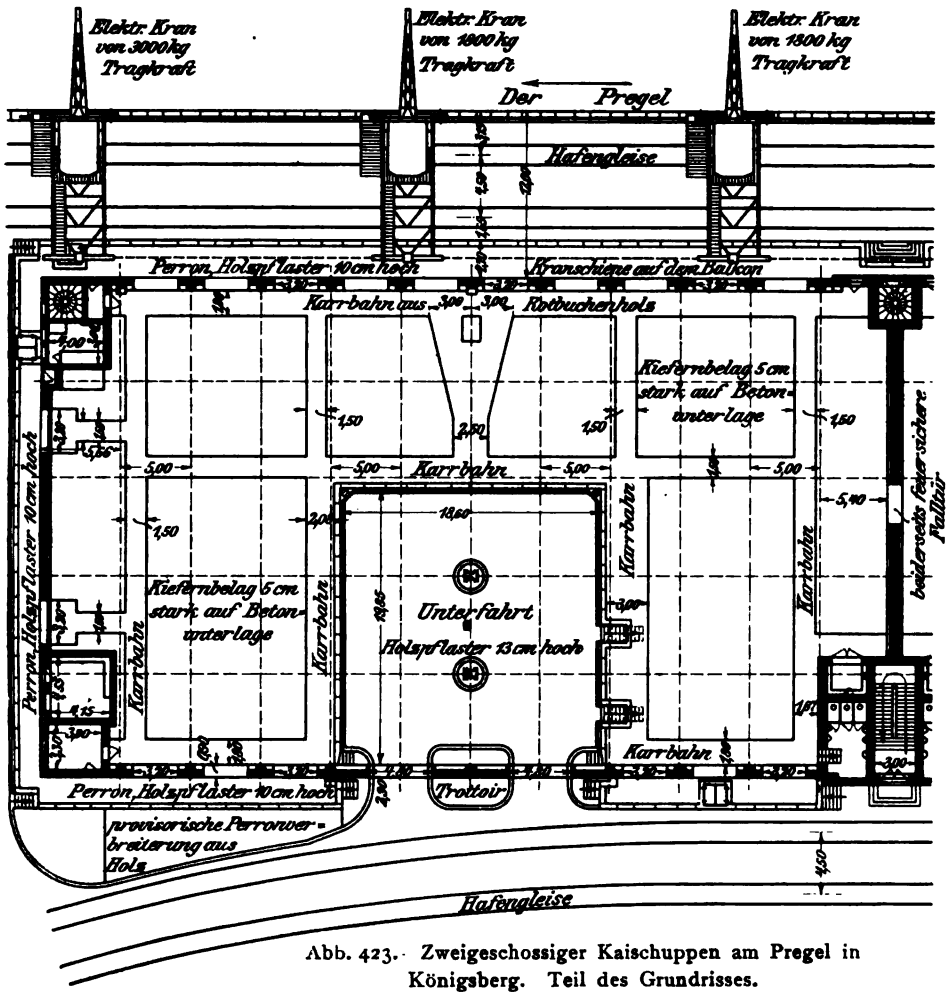


Abb. 423. Zweigeschossiger Kaischuppen am Pregel in Königsberg. Teil des Grundrisses.

in das Innere gerollt werden können. Außerdem ist der Schuppen in seiner ganzen Ausdehnung unterkellert worden.

Eine ähnliche Anordnung ist z. B. auch bei den mehrstöckigen Schuppen in Kopenhagen zur Anwendung gelangt. Erwähnenswert ist ferner, daß das flache Dach die Möglichkeit gewährt, dort Güter zu lagern, die keiner Bedeckung bedürfen. Das Gleiche geschieht bei fast allen neueren Schuppen im Hafen von Manchester.[1])

Hiervon gibt Abb. 425 eine Vorstellung. In dieser Weise sind fünf, im ganzen 655,3 m lange Schuppen an dem ersten der neuen Hafenbecken angeordnet

[1]) Engineering News vom 12. Dezember 1912, S. 1082.

worden (vergl. Bd. I, S. 105, Abb. 45). Die Schuppen werden bedient von fahrbaren Turmkranen und sind auf beiden Seiten von je zwei Gleisen umgeben. Die Breite der Schuppen beträgt nur 33,50 m. An der Kaikante sind

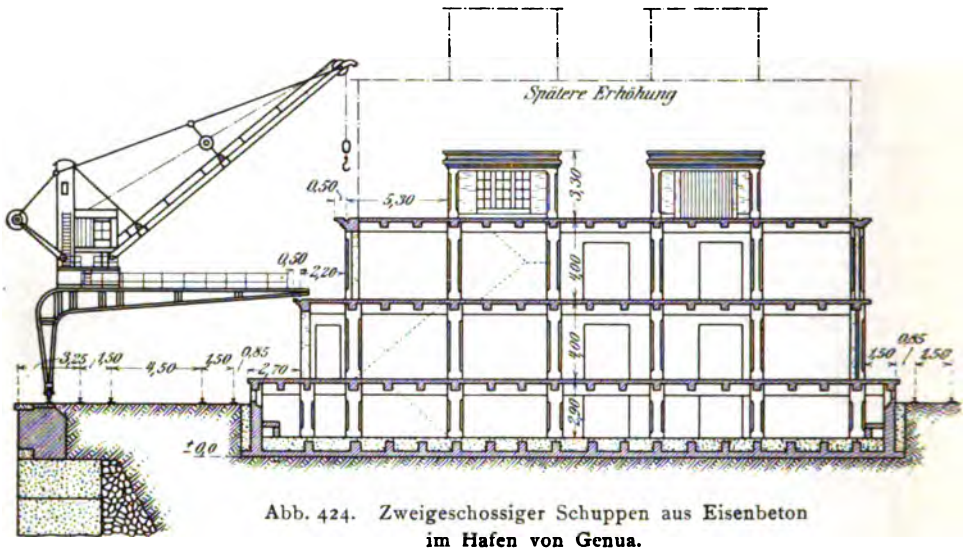


Abb. 424. Zweigeschossiger Schuppen aus Eisenbeton im Hafen von Genua.

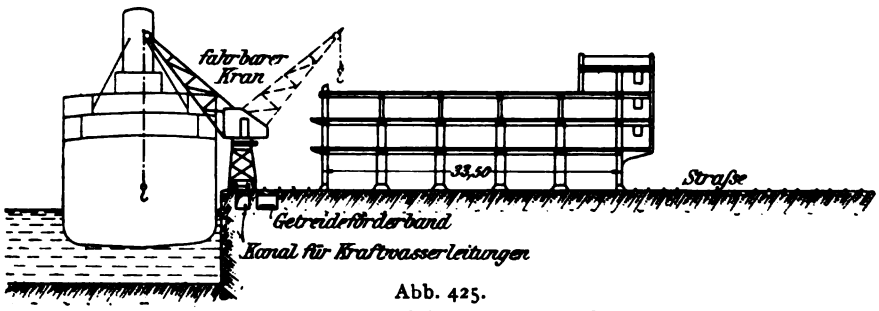


Abb. 425.
Mehrgeschossiger Schuppen in Manchester.

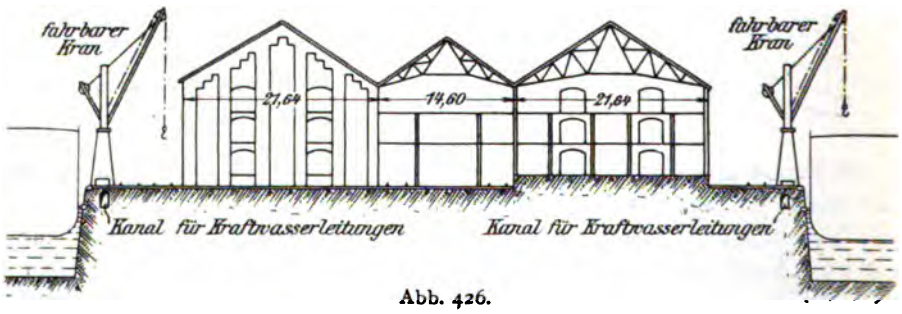


Abb. 426.
Mehrgeschossige Schuppen auf den älteren Hafenzungen in Manchester.

zwei Tunnel vorgesehen, von denen der eine für die Druckwasserleitungen und der andere zur Unterbringung von Förderbändern für Getreide benutzt wird.

Eine andere Gestaltung zeigen die Schuppen auf den älteren Hafenzungen zwischen den Hafenbecken 6, 7 und 8. Wie Abb. 426 zeigt, befinden sich auf

diesen Zungen zwei Schuppenreihen hinter einem Kran und zwei Eisenbahngleisen, von der Kaikante an gerechnet. Die Schuppen sind dreigeschossig. Zwischen den Schuppen befinden sich an jeder Seite ein Gleis und zwischen diesen eine Straße. Dieser Zwischenraum ist auf die Länge der Schuppen ebenfalls überdacht und für die Einrichtung von zwei Geschoßböden ausgenutzt worden. Bemerkt sei noch, daß in Manchester keine Güter in den Schuppen und auf ihren Dächern länger als 48 Stunden liegen dürfen, so daß sie trotz ihrer Mehrstöckigkeit als reine Durchgangschuppen benutzt werden.

Die Beispielreihe der mehrgeschossigen Schuppen sei noch durch einen für besondere Zwecke hergerichteten Schuppen, den Fruchtschuppen am Hamburger Hafen in Hamburg, vervollständigt. Dieser Schuppen ist zweigeschossig angelegt worden; das Obergeschoß soll ebenfalls für das Löschen und Laden mitbenutzt, sodann aber auch für Pack- und Versandzwecke verwendet werden.

Den Querschnitt des 181 m langen und 33,5 m breiten Schuppens gibt Abb. 427 wieder. Der untere, mit beiderseitigen Ladebühnen versehene Teil besitzt etwa 6000 qm Grundfläche, von der 1000 qm auf die Karr-

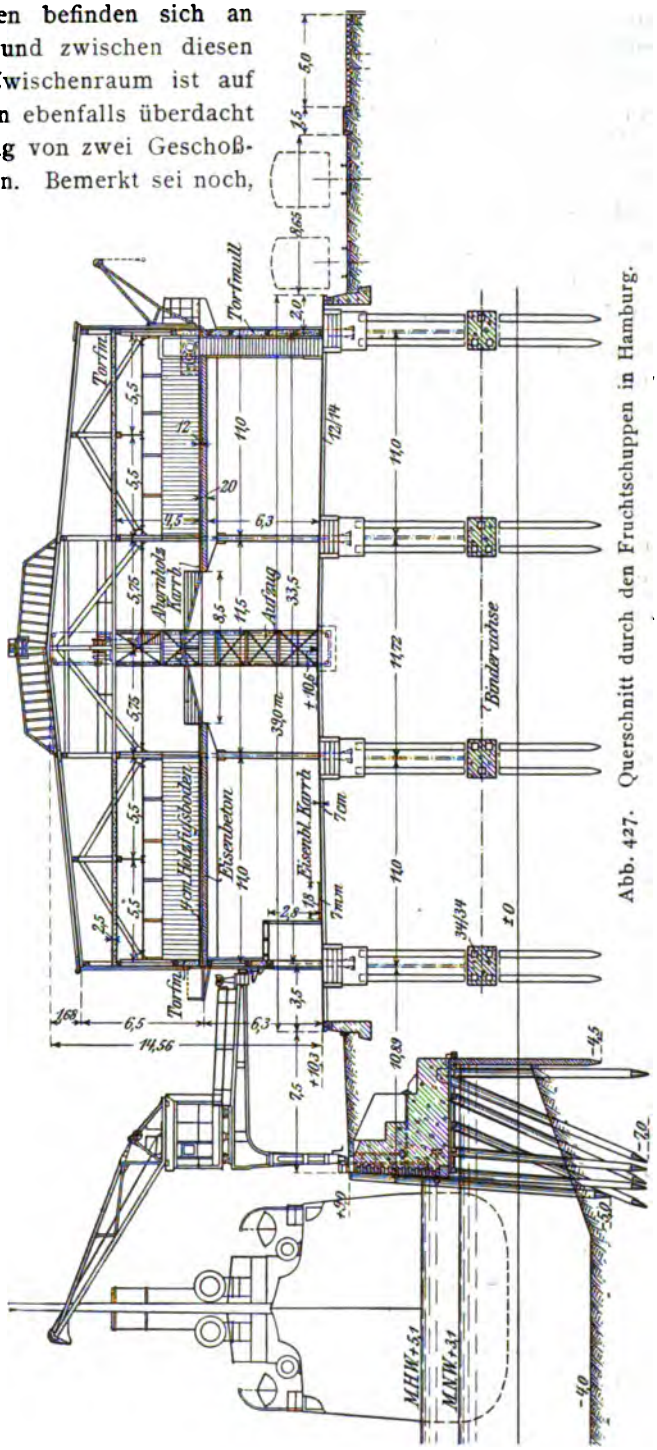


Abb. 427. Querschnitt durch den Fruchtschuppen in Hamburg.

bahnen entfallen. Von dieser Fläche ist am nördlichen Ende ein Raum von 1200 qm für den Bananenverkehr durch Zwischenwände abgeteilt worden. Im Obergeschoß sind die beiden Seitenschiffe von dem Mittelschiff abgeteilt und außerdem durch Querwände in Pack- und Versandräume verschiedener Größe zerlegt worden. Der mittlere Teil des Obergeschosses enthält im wesentlichen Aussparungen für die Beleuchtung des Untergeschosses von oben her und für eine Anzahl von Warenaufzügen. Im übrigen sind dort nur mit Ahornholz belegte Karrbahnen vorhanden. Für das Löschen und Laden sind an jeder Seite vier Podeste an den Außenseiten vorgesehen worden, die an der Wasserseite befindlichen können aufgeklappt werden.

Die Bauweise weicht von der sonst in Hamburg gebräuchlichen besonders dadurch ab, daß mit Rücksicht auf die Heizbarkeit des Schuppens die Wände und die Decke des Obergeschosses aus doppelter Schalung mit Torfmullfüllung hergestellt wurden. Die Zwischendecke wurde aus Eisenbeton gebildet.

Die Heizung erfolgt durch Niederdruckdampf vom Keller aus, die Heizrohre hängen an den Decken. Die Anlage ist so eingerichtet, daß bei — 20° C. Kälte außen im Innern + 6° C. Wärme erzielt werden können. Wie die angezogene Quelle mitteilt, ist das Löschen und Laden nach dem Obergeschoß bald als unzweckmäßig aufgegeben worden, so daß dieses jetzt nur noch für Pack- und Versandzwecke benutzt wird.

III. Bauliche Anordnung der Speicher.

Die Speicher oder Lagerhäuser dienen, wie aus den vorstehenden allgemeinen Ausführungen zu entnehmen ist, zur Unterbringung derjenigen Güter, die eine längere Lagerzeit durchzumachen haben. Hierbei kommen sowohl gemischte Güter jeder Art als auch Massengüter in Betracht. Für letztere werden, wenn sie schüttbare Form besitzen und in großen Mengen auftreten, häufig besondere Speicher errichtet, die dann nur für eine bestimmte Güterart, z. B. für Getreide, Kohlen oder chemikalische Erden usw. bestimmt sind und besondere, für diese Güter geeignete Fördereinrichtungen und Lagerräume erhalten. Diese Speicher führen den Namen „Silospeicher“ oder kurzweg „Silos“; sie sollen am Ende dieses Abschnitts besonders behandelt werden.

Die für gemischte Güter jeder Art bestimmten Speicher oder Lagerhäuser haben die Anordnung von wagerechten Lagerböden gemeinsam; zur Unterscheidung von den Silos oder Zellenspeichern nennt man sie daher auch Bodenspeicher.

a) Bodenspeicher.

Über ihre Anordnung im Hafenplan sei auf die bereits auf S. 332 gemachten Ausführungen verwiesen. Es sei noch betont, daß die Speicher durchaus nicht am tiefen Wasser zu liegen brauchen, sondern an weiter zurück gelegenen, sonst schwer verwendbaren Stellen angeordnet werden können, da sie durch entsprechende Fördereinrichtungen unschwer mit der Kaikante verbunden werden können. Nach dem jeweiligen Bedürfnis müssen sie durch Straßen und Gleise zugänglich gemacht werden. Unter besonderen Umständen,

wie sie z. B. in Hamburg durch den Schutenverkehr gegeben sind, erhalten die Speicher an einer Seite Berührung mit flachen Kanälen, um sie mit den Schuten oder Binnenschiffen auf kürzestem Wege in Verkehr zu bringen.

Die Tiefe der Speicher wird dadurch begrenzt, daß in die Speicherräume von den Seiten genügend Licht und Luft eindringen kann; man findet daher bei den meisten Ausführungen Breiten zwischen 20 und 30 m.

Die Länge dagegen ist ähnlich wie bei den Schuppen in weiten Grenzen veränderlich; stehen die Speicher in zweiter Reihe hinter den Schuppen, wie es z. B. in Bremen und Stettin der Fall ist, dann werden sie in der Regel ebenso lang wie die Schuppen gemacht. Werden sie an anderer Stelle errichtet, so wird für die Längenbestimmung das vorhandene Raumbedürfnis maßgebend sein. Es hat sich ferner als zweckmäßig herausgestellt, die Speicher durch Brandmauern, die über das Dach hinausgeführt werden, in einzelne, völlig voneinander getrennte Unterabteilungen zu zerlegen mit etwa 300 bis 700 qm Grundfläche. In neuerer Zeit gibt man kleineren Abteilungen von 300 und 400 qm Fläche mit Rücksicht auf Feuersicherheit und leichtere Vermietbarkeit den Vorzug.

Für die weitere Durchbildung der Speicher spielen die Rücksichten auf möglichste Raumausnutzung und vollkommene Feuersicherheit die erste Rolle. Der ersten Forderung wird dadurch entsprochen, daß die Zahl der Geschosse vermehrt wird. Am üblichsten sind Speicher von sechs bis acht Geschossen einschließlich des Kellers, es sind aber auch Ausführungen mit zwölf und mehr Geschossen vorgenommen worden. Je mehr Geschosse man anordnet, um so stärker wird die Ausnutzung der von dem Speicher bedeckten Grundfläche. Anderseits erhalten die Mauern und Stützen durch die vermehrte Auflast mit der zunehmenden Zahl der Geschosse entsprechend stärkere Abmessungen, wodurch in den unteren Geschossen Raum verloren geht und erhöhte Kosten entstehen. Es gibt mithin auch hierbei eine durch Kostenvergleiche feststellbare günstigste Anordnung.

Die Anordnung eines Kellers ist zweckmäßig, da in Fässern befindliche Waren, wie Wein, Öl usw., in halbfeuchten Räumen aufbewahrt werden müssen, um keine Gewichtseinbußen durch Verdunsten zu erleiden.

Nach einer von F. Andreas Meyer[1]) gegebenen Zusammenstellung kommen für die Bemessung der Geschoßhöhen bei Durchschnittsspeichern folgende Maße und Belastungen in Betracht:

| | | |

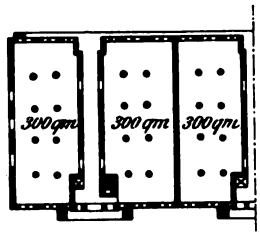


Abb. 428. Grundrißanordnung der älteren Bremer Speicher mit je zwei Abteilungen gemeinsamem Durchgang.

bei den älteren Bremer und bei den Stettiner Speichern, wie Abb. 428 zeigt dadurch an Raum zu sparen gesucht, daß man die Verkehrsanlagen, Treppen und Aufzüge für zwei benachbarte Abteilungen gemeinsam anordnete. In Bremen ist dies geschehen, indem man zwischen zwei solchen Abteilungen von vorn bis hinten hindurchgehende Flure von 3 m Breite vorsah, die an den Längsseiten des Speichers Erweiterungen erhielten und durch starke Mauern von den Speicherabteilungen getrennt waren. Von diesen Fluren aus kann man durch je zwei feuersichere Türen in die benachbarten Lagerräume gelangen. In den Erweiterungen des Flures hat man auf der Straßenseite eine Treppe und einen Aufzug angeordnet, davor befindet sich in Ladehöhe eine kurze Rampe. Eine ebensolche ist auf der Eisenbahnseite in ganzer Länge, aber schmäler bemessen, durchgeführt worden.

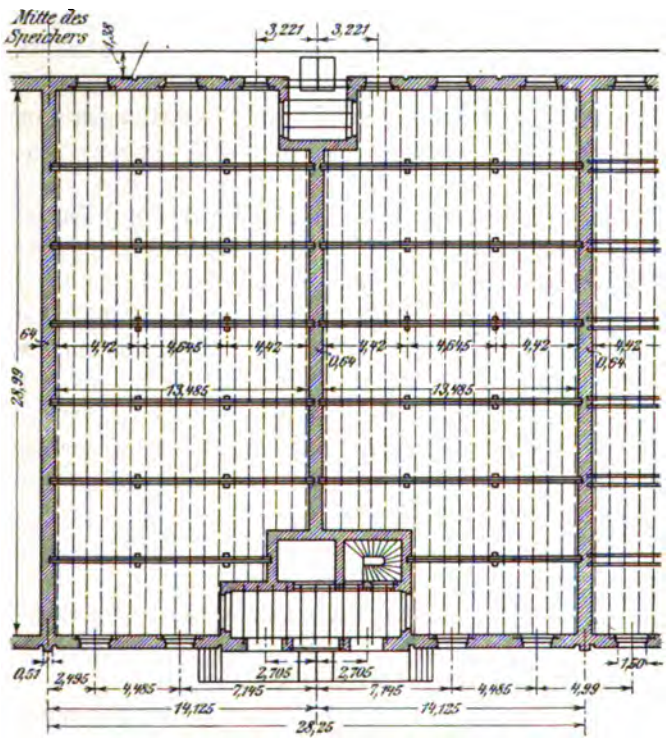


Abb. 429. Grundrißanordnung von Speicher V in Bremen.

Den gleichen Grundgedanken verfolgt auch die in Bremen bei Speicher V (Abb. 429) und bei dem Stettiner Speicher angewandte Grundrißanordnung, nur ist der Querflur in Fortfall gekommen. Wie Abb. 430 erkennen läßt, gelangt man von der Straße über eine kurze, 1.3 m breite Ladebühne in [eine breite Vorhalle. Von dieser sind die beiden benachbarten Speicherabteilungen zugänglich, ferner eine Treppe, ein Aufzug und ein Raum, in dem das Druckwasserhebezeug für die Winden auf der gegenüberliegenden Seite untergebracht worden ist. Die von dem Schuppen kommenden Güter werden durch einen fahrbaren Halbportalkran (Abb. 403) auf herunterklappbare Plattformen in Höhe der verschiedenen Speicherböden ab-

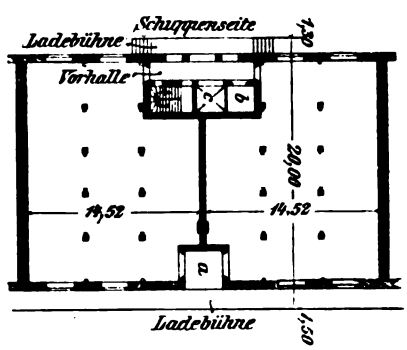


Abb. 430. Grundrißanordnung des Speichers im Stettiner Freihafen.

gesetzt. In hochgeklapptem Zustande dienen diese Klappen als Schutzwehr gegen Hinabfallen aus den Luken. Auf der Eisenbahnseite ist ein kleiner Vorflur eingerichtet, auf den die Speicherabteilungen ausmünden und von dem die Waren durch die vorerwähnte, mit Druckwasser betriebene Winde hinabgelassen werden. Die 1,50 m breite Ladebühne läuft in ganzer Länge durch.

Noch mehr Abteilungen hängen bei den Freihafenspeichern in Triest von einer Treppe ab (Abb. 431). Die Speicher zeigen im Grundriß einen vorgezogenen Mittel- und zwei Seitenbauten. Die Treppe liegt im Mittelbau. Dieser ist durch Galerien mit den Seitenbauten verbunden, so daß von der Treppe die Galerien und von diesen wiederum die einzelnen Abteilungen, die hier verschieden groß angeordnet sind, zugänglich sind. Die Galerien dienen außerdem zum Absetzen beschädigter oder solcher Waren, die einer näheren Untersuchung unterzogen werden müssen, ehe sie zur Lagerung gelangen.

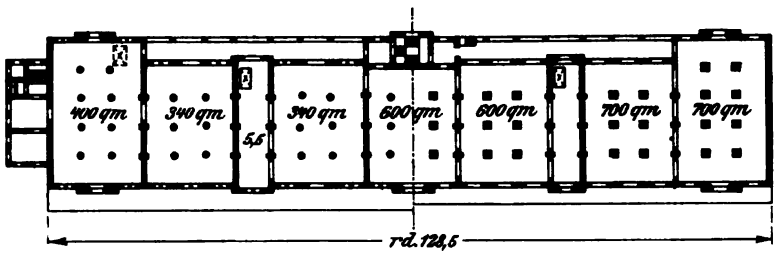


Abb. 431. Grundrißanordnung des Freihafenspeichers in Triest.

Aufzugvorrichtungen sind in den die einzelnen Abteilungen trennenden Fluren untergebracht.

Die Anordnung äußerer Galerien, von denen die Speicherabteilungen zugänglich sind, zeigt auch der durch Abb. 405 auf S. 342 dargestellte Speicher von Amsterdam.

Von der gemeinsamen Anordnung der Verkehrseinrichtungen für zwei benachbarte Abteilungen ist man in neuerer Zeit sowohl aus Gründen der Feuersicherheit als auch aus Verkehrsrücksichten abgekommen. Man führt die Brandmauern ohne Unterbrechungen durch und gibt jeder Abteilung besondere, nur von dieser zugängliche und benutzbare Treppen und Aufzüge. Ein Beispiel hierfür bilden die neuen Speicher der Hamburger Lagerhausgesellschaft (Abb. 432). Die Speicher liegen zwischen einem bei M. N W. 2,25 m tiefen Kanal und einer Straße. Die einzelnen Abteilungen sind durch eine ununterbrochene Brandmauer voneinander getrennt. An der Straßenseite sind Treppen vorgesehen, von denen die Abteilungen zugänglich sind. Eine besondere Anteilung der Treppenschächte bilden Räume für die Hebezeuge, die von hier aus mit Druckwasser angetrieben werden (vergl. im nächsten Kapitel unter Speicherwinden). Von diesen Schächten aus erfolgt die Übertragung der Bewegung nach den Aufzugvorrichtungen, die an den Außenseiten des Speichers vor der Mitte jeder Abteilung sich befinden. Die an diesen Stellen befindlichen Ladeluken sind durch eiserne Schiebetüren verschließbar.

Zur Verbindung der einzelnen Abteilungen untereinander sind auf der Achse jeder zweiten Brandmauer Wendeltreppen angebracht worden, von denen

man in Geschoßhöhe auf einen eisernen Balkon und von diesem erst in die Speicherabteilungen gelangt. Die Treppen sind vom Lagerraum des Erdgeschosses aus zugänglich.

Den gleichen Grundgedanken hat man bei dem Freihafenspeicher in Kopenhagen, jedoch in etwas anderer Weise, durchgeführt, wie Abb. 433 zeigt.

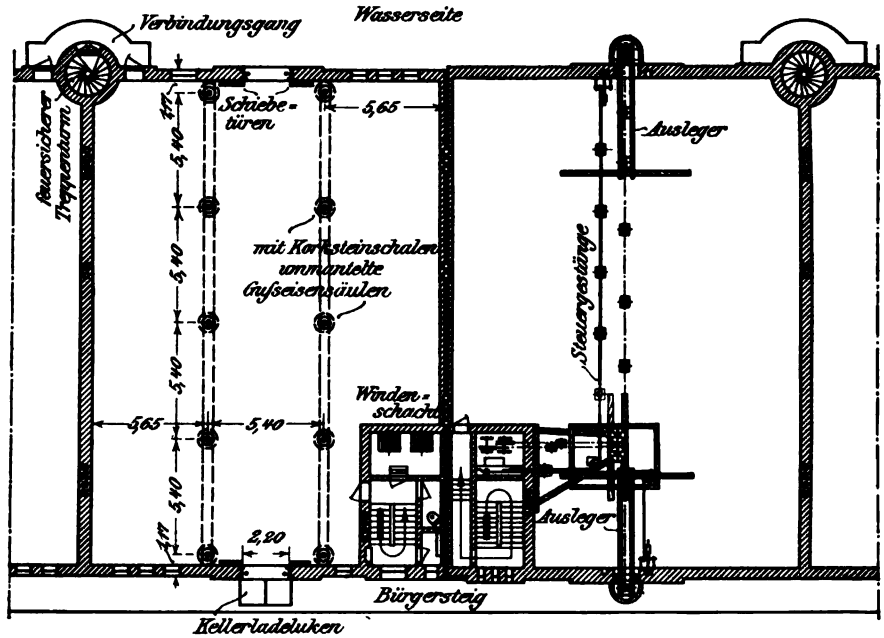


Abb. 432. Grundrißanordnung eines Speichers der Hamburger Lagerhausgesellschaft.

Jede der 630 qm großen Abteilungen besitzt hier auf der einen Seite einen Treppenschacht, von dem aus man in die Abteilungen gelangen kann; neben diesem Schacht sind noch ein bis zwei kleine Vorräume als Arbeitsstuben angeordnet worden. Auf der gegenüberliegenden Seite befinden sich, feuersicher umschlossen, zwei Warenaufzüge.

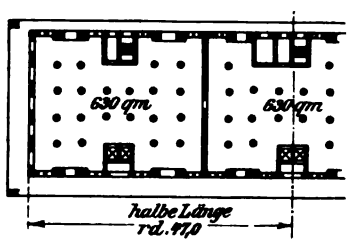


Abb. 433.
Grundrißanordnung des Freihafenspeichers in Kopenhagen.

Was die Bauweise der Speicher im einzelnen anbelangt, so steht auch hier das Streben nach Feuersicherheit an erster Stelle. Für die Gründung ist als Hauptbaustoff heutzutage der Beton anzusehen. Je nach der Tragfähigkeit des Bodens kann unmittelbar aufgemauert werden, oder es wird eine durch Eiseneinlagen verstärkte biegungsfeste Platte hergestellt, die das Gewicht des Gebäudes auf den ganzen von ihm eingenommenen Raum verteilt, oder endlich es werden einzelne Pfeiler gebildet und diese durch Senkbrunnen oder Pfähle unterstützt (Abb. 434).

Für die Umfassungswände wird entweder Ziegelmauerwerk aus hartgebrannten Klinkern, im Falle mit Werksteinverblendung, oder Eisen-

beton verwendet. Von der Tragfähigkeit des Untergrundes hängt es ab, ob man die Umfassungswände zum Tragen der Decken mit heranzieht oder ob man hierfür an der Innenseite der Wände besondere Stützen vorsieht. In letzterem Falle ist auf eine sorgfältige Verankerung der Wände mit den Decken Bedacht zu nehmen. Bei Eisenbetonspeichern werden fast immer die Außenwände zum Tragen mit herangezogen. Die Fenster werden zweckmäßig aus Drahtglas gebildet, um ein Zerspringen bei Bränden zu verhüten, oft erhalten sie auch zu diesem Zweck leicht verschließbare Läden.

Die wichtigsten Bauteile bilden die Stützen und Decken. Bei beiden spielt die völlige Feuersicherheit eine große Rolle; bei den Stützen ist ferner eine geringe Stärke wesentlich, weil dadurch viel Platz gewonnen werden kann.

Für die Stützen im Keller kommt Ziegelmauerwerk aus Klinkern oder Eisenbeton in Betracht. Granit und Sandstein haben sich bei Bränden nicht bewährt, da sie Neigung zum Zerspringen zeigen.

Als ältester Baustoff ist Eichenholz für die Säulen verwendet worden, das sich in gerade gewachsenen glatt gehobelten Stücken im Feuer gut gehalten hat und auch bei starken Bränden nur angekohlt ist. Um den nötigen Querschnitt zu erhalten, werden die Säulen aus mehreren, durch Bolzen verbundenen Balken gebildet. Ein Beispiel für die Verwendung eichener Stützen zeigt der Speicher im Stettiner Freihafen durch Abb. 434. Auch in Hamburg und Bremen sind mehrere Speicher mit Holzsäulen aus Eichenholz errichtet worden.

Stützen aus Guß- oder Flußeisen sind nur zulässig, wenn sie feuersicher ummantelt werden, da sie bei starker Erwärmung ihre Tragfähigkeit einbüßen. Die Ummantelung muß so hergestellt werden, daß sie im Feuer, besonders beim Auftreffen von Wasserstrahlen, nicht abspringt. Diese Gefahr besteht bei Umhüllungen aus gebrannten Steinen. Besser sind Mäntel aus Eisenbetonrohren, die aus engmaschigem Drahtgewebe oder Streckmetall gebildet werden. Die Hohlräume zwischen der Säule und dem Mantel werden dann gleichfalls mit Beton ausgefüllt. Bei den Betonmänteln ist zu beachten, daß Beton um so feuersicherer ist, je poröser die Zuschlagstoffe sind; Schlacken und Bimssteine kommen hier in erster Linie neben gebranntem Ton in Frage.

Das Hauptgewicht bei feuersicheren Umhüllungen eiserner Stützen ist auf eine sorgfältige Verbindung zwischen dem tragenden und dem schützenden Teil zu legen. Das ist um so schwieriger, je größer und ungeteilter die in Berührung kommenden Flächen sind. Aus diesem Grunde hat man in Hamburg zum Schutz der Umhüllung dünne Blechmäntel von 2 mm Stärke um die Säulen herumgelegt. Als Stärke einer Betonschutzschicht kann man etwa 50 bis 65 mm annehmen.

Bei runden gußeisernen Säulen haben auch 40 bis 50 mm starke Korksteinschalen Verwendung gefunden. Diese werden zweckmäßig durch eingelegte Drähte verbunden und mit einem dünnen Betonputz umgeben. Ein dünner äußerer Blechmantel kann auch hier sehr nützlich sein.

In neuester Zeit haben sich als feuersicher auch Säulen aus Eisenbeton erwiesen. Ihre Sicherheit leidet, wenn im Feuer beim Auftreffen von Wasserstrahlen Betonteile abblättern, so daß die eingebetteten Eisen frei liegen.

Hiergegen kann, wie bei den Schutzmänteln, ein in die Außenschicht eingebettetes, engmaschiges Drahtgewebe schützen. Zur Sicherheit ist ferner erforderlich, daß die tragenden Eisen mindestens 50 mm von den Außenflächen entfernt bleiben.

Für die Decken kommen die gleichen Gesichtspunkte in Betracht, wie für die Stützen. Die Kellerdecke wird im allgemeinen stets massiv, aus Gewölben zwischen Trägern oder aus Beton, hergestellt.

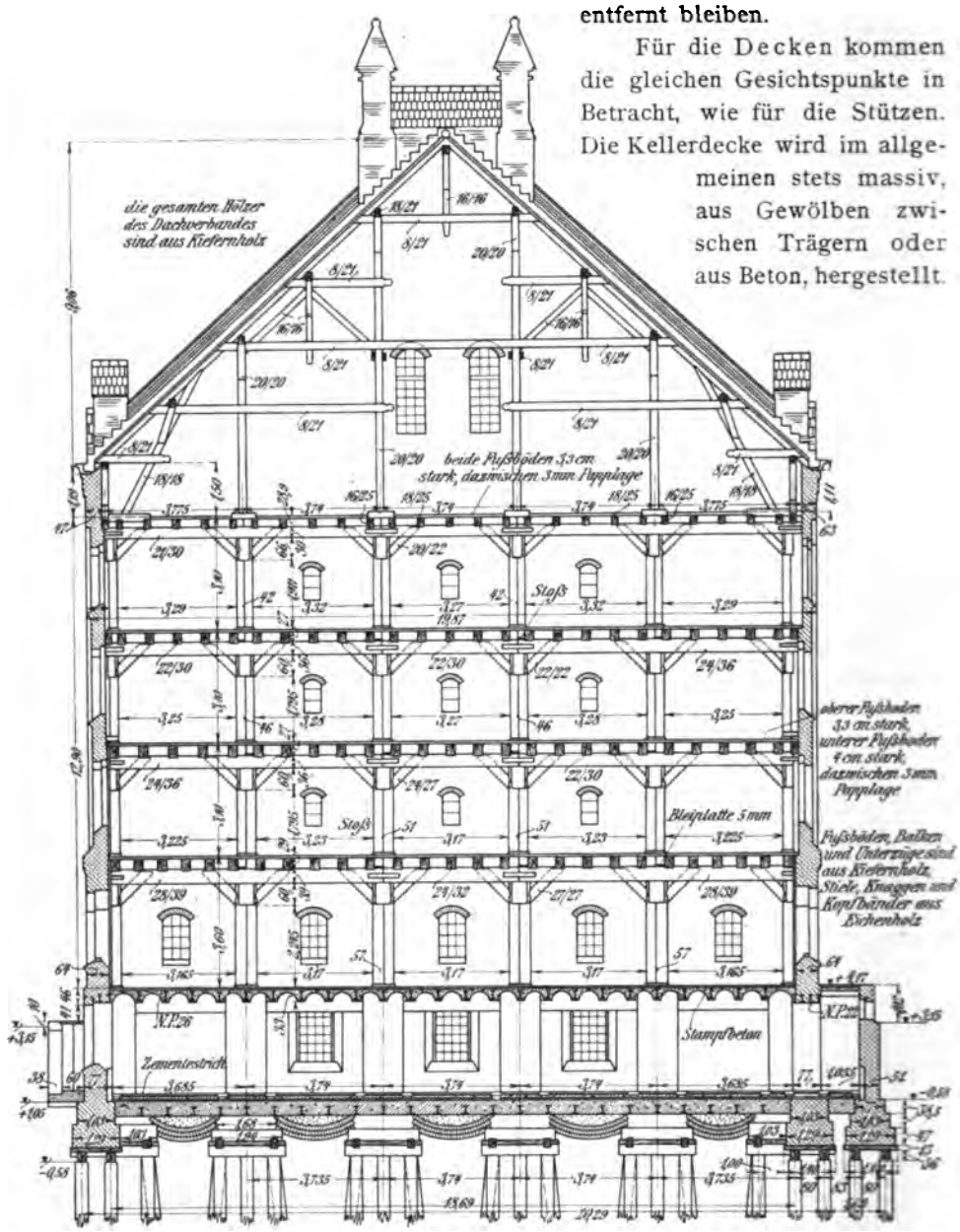
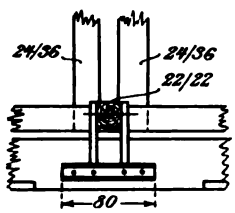


Abb. 434a. Freihafenspeicher in Stettin. Querschnitt.

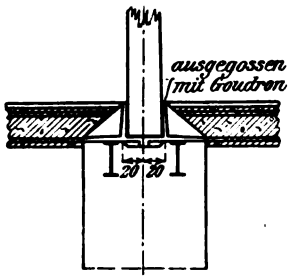
Die Trägerunterkanten sind hierbei gegen Feuer durch Umhüllung mit Drahtgewebe und Zementputz zu schützen. Bei den Decken der Böden ist bis in die neuere Zeit hinein noch vielfach Holz verwendet worden, indem sowohl die

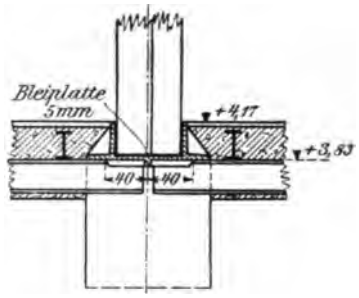
Unterzüge und Balkenlagen als auch die Fußböden aus diesem Baustoff gebildet wurden. Zur Vermehrung des Feuerschutzes wurden die sichtbaren Flächen dieser Hölzer gehobelt.

Die Fußböden bestehen aus zwei Bretterlagen, zwischen denen eine Schicht Asbestpappe eingelegt worden ist, die verhindert, daß Funken durch



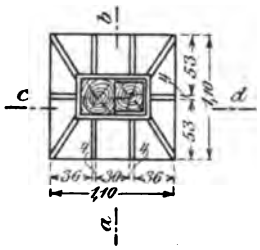
Verankerung der Frontsäulen an den Außenwänden.





Gußeiserne Schuhe für die Holzsäulen im Unterraum.

Abb. 434b. Freihafenspeicher in Stettin. Einzelheiten der Stützen und Decken.



etwaige Fugen des Bodens fallen. In dieser Weise sind die Decken des durch Abb. 434 dargestellten Stettiner Speichers ausgebildet worden. Bei diesem Bau bestehen die Säulen und Kopfbänder aus Eichenholz und die Balken der Decken und der Fußböden aus Kiefernholz.

Ebenso wie für die Stützen bietet neuerdings auch für die Decken die Anwendung des Eisenbetons gute Aussichten. Ein besonderer Schutzmantel ist nicht erforderlich, da dieser bei genügend tiefer Einbettung der Eisen und etwaiger Anordnung von Drahtgewebe durch den Beton in ausreichendem Maße gebildet wird. Das Abfallen des Betons wird ferner durch die dem Eisenbeton eigentümliche Durchdringung des Betons und Eisens verhindert.

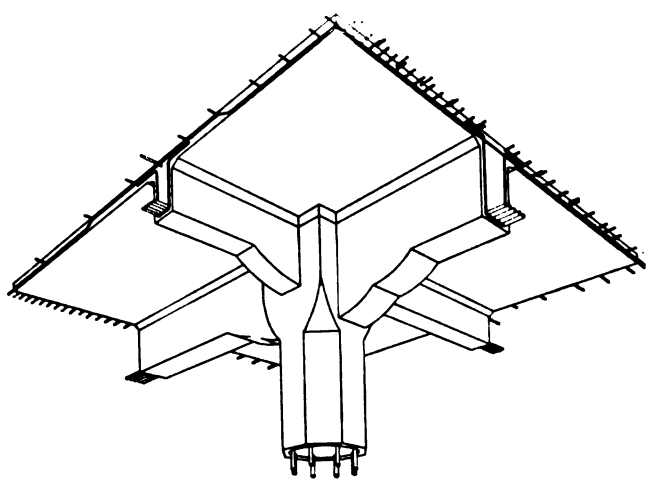


Abb. 435. Eisenbetonstütze mit Unterzügen und Decke aus Eisenbeton.

Bei der Anwendung der Eisenbetonbauweise wird ferner der Vorteil erreicht, daß ein festgefügtes Gebilde erzielt wird, das starken inneren Zusammenhang aufweist und keinen Schlupfwinkel für Ungeziefer darbietet.

Zur Bildung der Decken werden die Säulen in der Längs- und Querrichtung durch Balken verbunden und die so entstehenden Rahmen durch Platten geschlossen. Eine klare Vorstellung der Anordnung der Verbindung von Säulen, Balken und Platten gibt Abb. 435.[1]) Die Säulen sind hier achteckig gestaltet und mit spiralig umschnürten

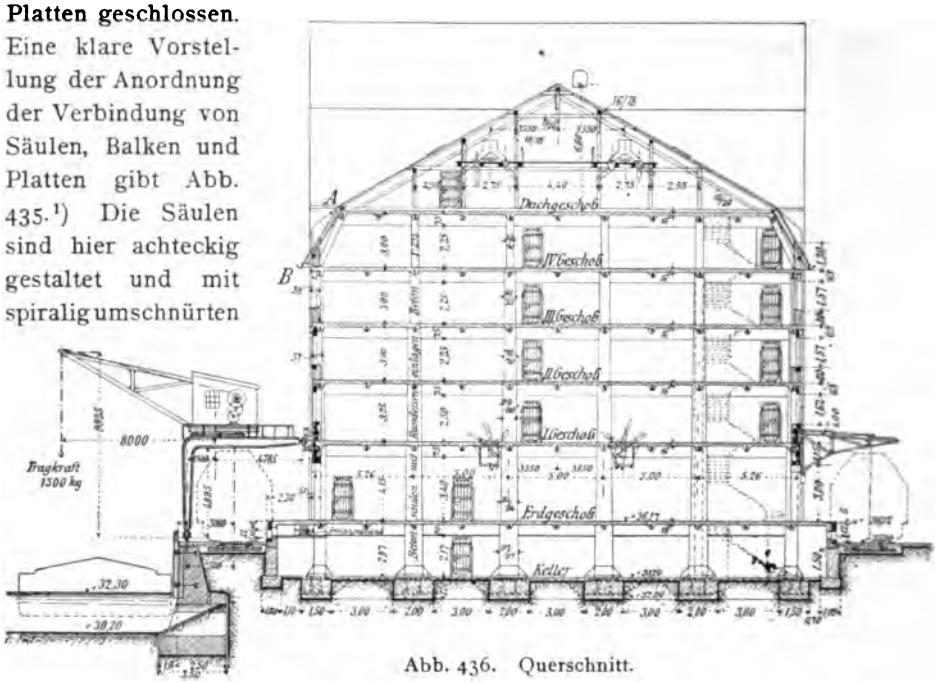


Abb. 436. Querschnitt.

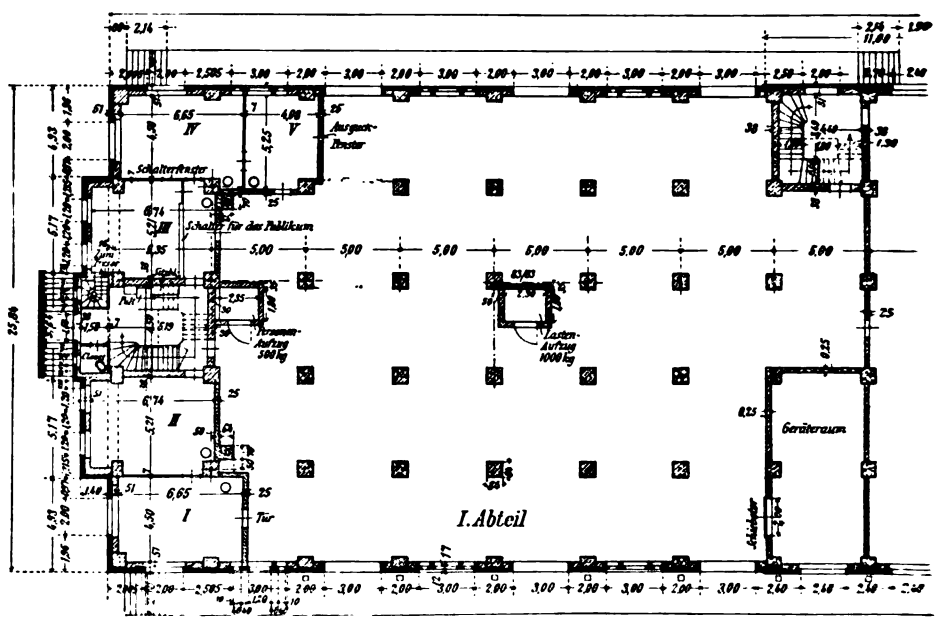


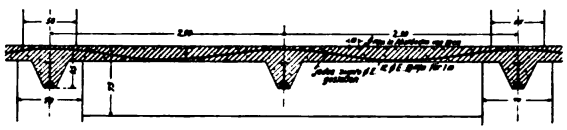
Abb. 437. Teil des Grundrisses.

Abb. 436 bis 438. Eisenbetonspeicher am Tempelhofer Hafen des Teltow-Kanals.

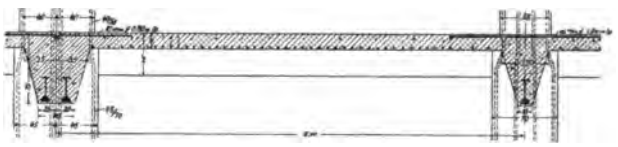
[1]) Aus Armierter Beton 1913, S. 108.

Längseisen bewehrt worden, die Balken und Decken sind in der üblichen Weise mit Rundeisenbewehrung zur Ausführung gelangt. Es können naturgemäß auch die zahlreichen sonstigen Formen des Eisenbetonbaues zur Anwendung kommen, worüber die entsprechenden Bände des Handbuches für Eisenbetonbau, Berlin, Verlag von W. Ernst u. Sohn, eingehend Auskunft geben, bei der ersten Auflage Band IV usw.

Als kennzeichnendes Beispiel für einen ganz aus Eisenbeton ausgeführten Speicher kann der am Tempelhofer Hafen des Teltow-Kanals ausgeführte Speicher dienen, dessen Querschnitt und Grundriß durch Abb. 436 u. 437 erläutert werden.[1]) Das 120 m lange und 25 m breite, ohne Keller- und Erdgeschoß fünfgeschossige Gebäude konnte unmittelbar auf den Baugrund gestellt werden, da dieser sich als genügend tragfähig erwies. Sowohl die Umfassungswände als auch die Decken werden von durchgehenden Eisenbetonsäulen getragen, deren Achsabstand nach jeder Richtung 5,0 m beträgt und deren Stärke nach oben hin der geringeren Auflast entsprechend abnimmt Im Keller erreichen die Säulen eine Stärke von 97 · 97 cm, zur Bildung der Grundplatte werden sie auf 2,0/2,0 m verbreitert und in dieser Breite durch Eisenbetonbalken längs und quer miteinander verbunden. Die quadratischen Säulen wurden mit Rundeisen bewehrt, die wegen der Feuersicherheit 8 cm von den Außenkanten angeordnet wurden. Für das Erdgeschoß ergaben sich Säulen von 84 cm Stärke. Zum Vergleich wurde auch ein Entwurf mit eisernen Säulen ausgearbeitet, nach diesem erhielt man einen Säulenquerschnitt von 45 · 52 cm. Hierzu kommt noch die feuerfeste Ummantelung, so daß der Unterschied nur sehr gering ausfallen dürfte. Bei der Ausschreibung stellten sich die Kosten der Eisenbetonbauweise geringer als die der reinen Eisenbauweise.



Querschnitt durch die Zwischenunterzüge.



Querschnitt durch die Hauptunterzüge.

Abb. 438. Einzelheiten der Decken.

Zur Bildung der Decken wurden Hauptunterzüge in der Längsrichtung des Gebäudes, mithin in 5,0 m Abstand angeordnet, durch weitere Quer- und Längsbalken wurden für die Decken Felder von 2,5 · 2,5 m hergestellt. Zur Bewehrung dieser Balken wurden nicht Rundeisen, sondern sogenannte Bulbeisen (Abb. 438) gewählt, die bei der Aufstellung durch leichte und übersichtliche Verlegung sowie durch die Gewißheit, daß das Eisen im Beton seine richtige Lage erhält, Vorteile gewähren. Daß die Bulbeisen die vollständige Deckenschalung und auch zum Teil die der Balken selbst tragen, ist ein weiterer Vorzug.

[1]) Näheres Beton u. Eisen 1908, S. 294. — Zeitschrift für Bauwesen 1908, S. 650.

Die Decken sind in der üblichen Weise durch Rundeisen bewehrt worden. Auf der Oberfläche der Decken wurde ein 3 cm starker Estrich aus 1 Teil Zement und 2 Teilen Kies hergestellt, der geriffelt wurde und von Säule zu Säule Einkerbungen erhielt, um wilden Rissen vorzubeugen. Im Erdgeschoß, wo viel mit Karren gefahren wird, und an den Laderampen sind dem Estrich je qm 7 kg ölfreie Eisenfeilspäne hinzugefügt worden, um die Oberfläche härter zu machen. Erwähnenswert ist, daß die Umfassungswände, die in derselben Weise wie die Stützen und Balken aus Eisenbeton bestehen, durch Ausmauerung der einzelnen Felder gebildet wurden. Da nun diese Füllungen nicht die Last der darüberliegenden Wände aufzunehmen haben, so konnten sie für alle Geschosse gleich stark gewählt werden, wodurch für die unteren Stockwerke ein erheblicher Raumgewinn entsteht. Außerdem erreicht man dadurch den Vorteil, daß die Ausmauerung in allen Stockwerken gleichzeitig erfolgen kann, und, da das ganze Gebäude auf einem zusammenhängenden Fundament steht, eine Trennung der Böden von den Wänden ausgeschlossen ist, ein Umstand, der, wie oben erwähnt, bei anderen Ausführungen mehrfach dazu geführt hat, die Unterstützung der Böden und die Umfassungswände getrennt zu behandeln. Die sonstige Anordnung geht aus den Zeichnungen (Abb. 436 u. 437) hervor. Hervorzuheben dürfte noch sein, daß die ganze Länge des Speichers durch zwei Brandmauern in 40 m lange Abteilungen zerlegt wurde. Jede von diesen erhält damit 1000 qm Grundfläche. Für Seehäfen würden diese Abteilungen in den meisten Fällen zu groß sein und eine weitere Unterteilung erforderlich machen. Auf die Vergrößerung des Kellerraumes durch Hinzunahme des Platzes unter den Ladebühnen sei hingewiesen. Zur Bewegung der Güter ist der Speicher mit zwei Halbportalkränen von 1,5 t Tragfähigkeit und einem Becherwerk für loses Getreide an der Wasserseite versehen worden. Im Inneren befinden sich Lastenaufzüge von 1,0 t Tragfähigkeit und außerdem sind zwei Abteilungen des Speichers mit Becherwerken und Bandförderanlagen zur Aufnahme von Getreide ausgestattet worden. Diese Einrichtungen werden elektrisch angetrieben. An der Wasserseite hat ein Gleis, an der Landseite haben drei Platz gefunden.

Zum Schlusse dieses Abschnittes sei bezüglich der Feuersicherheit noch darauf hingewiesen, daß alle Türen feuersicher herzustellen und möglichst selbstschließend einzurichten sind, daß ferner in ihnen Gucklöcher angebracht werden müssen, um die Abteilungen auch ohne Öffnen der Türen beobachten zu können. Ferner sollten in allen Abteilungen sowohl selbsttätige Feuermelder aufgestellt werden, die bei etwa 50 °C wirksam werden und das Eintreten einer solchen Temperatur mit Angabe des betreffenden Raumes nach einer stets mit Aufsicht besetzten Stelle melden, als auch elektrische Klingeln vorgesehen werden, die von den in den Abteilungen beschäftigten Leuten in Bewegung gesetzt werden, wenn sie den Ausbruch eines Feuers bemerken. Auf die Aufstellung von Hydranten und Schläuchen zur schnellen Ablöschung eines ausgebrochenen Brandes sei aufmerksam gemacht.

b) Speicher für schüttbare Güter, Zellenspeicher.

Wie bereits oben erwähnt, werden für die Lagerung schüttbarer Massengüter, soweit sie in geschlossenen Räumen untergebracht werden müssen,

besondere Speicherformen hergestellt, in denen die Güter nicht wie bei den Bodenspeichern auf Böden mit verhältnismäßig geringer Schütthöhe lagern, sondern in Zellen mit geringem Querschnitt, aber großer Höhe untergebracht werden. Die Lagerung erfolgt nicht nach der Breite, sondern nach der Höhe. Solche Speicher, bei denen viele Zellen wabenartig nebeneinander gereiht werden, führen den Namen Zellenspeicher oder Silos. Durch besondere, noch zu beschreibende Bewegungseinrichtungen werden sie befähigt, eine billige und schnelle Be- bezw. Entladung zu ermöglichen.

Für die Lagerung in Zellenspeichern kommen schüttbare, trockene Güter, wie Getreide, Kohlen, Zement, Mehl usw., in Betracht. Für Getreide ist völlige Trockenheit Vorbedingung. In feuchtem Zustande darf es nur auf Bodenspeichern mit geringer Schütthöhe gelagert werden, damit es leicht umgeschaufelt werden kann. Bei Getreidespeichern verbindet man daher häufig Lagerböden und Zellen, um für jeden Zustand desselben geeignete Lagerstätten zu haben. Das früher mit der Hand erfolgende Umwerfen des Getreides, bei dem oft auch noch ein Vermischen geringwertiger mit hochwertigen Sorten stattfindet (Kornwerfer), erfolgt heute in zeitgemäß eingerichteten Speichern mit den vorhandenen Fördereinrichtungen.

Für Bodenlagerung eignet sich besonders die frisch geerntete Frucht, die dann nur in geringer Schütthöhe, etwa 0,5 m, ausgebreitet wird, und um so häufiger „umgestochen" wird, je feuchter das Getreide ist. Für trockenes Getreide kommen sonst Schütthöhen von 1,0 bis 2,5 m in Betracht. Erwähnt sei hier die Anlage von Rieselböden, die das Lüften und Umlagern des Getreides in kurzer Zeit mit geringer menschlicher Beihilfe gestatten. Diese Rieselböden werden hergestellt, indem man den Boden mit Reihen von 3 bis 6 cm weiten Löchern in 0,60 m Abstand versieht, die von der Unterseite des Bodens durch durchgehende Schieber mit gleich großen Öffnungen geschlossen bezw. geöffnet werden können. Unter den Löchern sind mit Hilfe von Bügeln durchlaufende, mit der Kante nach oben gestellte Winkel angebracht (Abb. 439).[1]) Werden die Schieber geöffnet, so rinnt das Getreide aus den Löchern heraus, trifft auf die Winkel, spritzt hier weit auseinander und lagert sich auf dem unteren Boden; bei dem Vorgang kommt es reichlich mit Luft in Berührung. Ein Nachteil der Anordnung besteht darin, daß der darunter liegende Boden immer frei sein muß, wenn gerieselt werden soll.

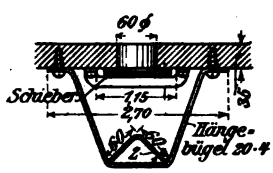


Abb. 439. Einrichtung von Rieselböden.

Neben den erwähnten Vorteilen für feuchtes Getreide besitzen die Bodenspeicher für trockenes jedoch den Nachteil geringer Raumausnutzung; in dieser Beziehung sind die Zellenspeicher bedeutend überlegen. Wo daher vorwiegend trockenes Getreide zur Lagerung gelangt, die Grunderwerbskosten hoch sind und zu möglichster Raumausnutzung zwingen, wird man den Zellenspeichern den Vorzug geben. Kommt dagegen nur frisches Getreide zur Lagerung, so empfehlen sich reine Bodenspeicher; ist mit beiden Getreidesorten zu

[1]) Buhle, Massentransport, S. 219. Stuttgart u. Leipzig 1908.

rechnen, so wird eine Vereinigung von Boden- und Zellenspeicher das Gegebene sein.

Die Zellenspeicher entstehen durch Nebeneinanderreihen einer größeren Anzahl rechteckiger, quadratischer, sechseckiger oder auch runder Schächte, deren Weite zwischen 2 bis 8 m schwankt und deren Höhe bis zu 27 m reicht. Die Zellen werden aus Baustoffen jeder Art gebildet, in neuerer Zeit herrscht auf diesem Gebiet die Eisenbetonbauweise vor. Der Boden der Zellen ist trichterförmig gebildet und mit Verschlußeinrichtungen versehen, die in einfachster Weise die Entleerung der Zellen ohne Mitwirkung von Menschenhand ermöglichen. Das aus den Zellen austretende Getreide fällt entweder in heruntergeschobene, fahrbare Absackwagen, in denen es gewogen und in Säcke gefüllt wird, oder es fällt auf Förderbänder, die es an eine gewünschte Stelle führen. Die Beschüttung der Zellen erfolgt in der Regel ebenfalls durch Förderbänder über den Zellen mit Hilfe von Abwurfwagen.[1]) Verbindet man die über und unter den Zellen angeordneten Förderbänder durch Becherwerke, so kann mit dieser Vorrichtung das „Umstechen" des Getreides leicht vorgenommen werden, indem man das Getreide aus einer Zelle herauslaufen läßt, mit dem unteren Förderband einem Becherwerk zuführt, es durch das Becherwerk wieder hebt und mit dem oberen Förderband in eine neue Zelle füllt. In ebenso leichter Weise ist auch das Vermischen verschiedener Getreidesorten durchführbar. Förderbänder und Becherwerke sind die Elemente aller Bewegungen des Getreides in zeitgemäß eingerichteten Speichern und daher von der Beschreibung derselben untrennbar. Zu diesen Einrichtungen treten dann Reinigungs- und Entstaubungsanlagen und in manchen auch Trockenvorrichtungen, um feucht ankommendes Getreide lagerfest zu machen.

Die Zellen werden durch Umfassungsmauern zu einem Gebäude zusammengefaßt, das in einem besonderen Teil, der entweder in der Mitte oder an einem Ende liegt, die maschinellen Einrichtungen enthält. In der Regel wird dieser Teil des Gebäudes höher angelegt, um das Getreide mit natürlichem Gefälle nach den einzelnen Lagerungsstellen gleiten zu lassen.

Bisweilen fallen auch die besonderen Umfassungswände fort, sie werden dann durch die entsprechend ausgebildeten Außenwände der Zellen ersetzt.

Als Vorteil der Zellenspeicher ist die sehr günstige Raumausnutzung in erster Linie hervorzuheben. Hierzu kommt die Einfachheit und Billigkeit des Betriebes sowie die Übersichtlichkeit, ferner die Möglichkeit, die Beschüttung, die Entnahme, das Umstechen, Mischen, Reinigen und Trocknen des Getreides auf mechanischem Wege ohne Zuhilfenahme von Menschenkraft billig und schnell vollziehen zu können.

Das Getreide gelangt in die Speicher entweder von der Wasserseite oder von der Landseite. Im ersteren Falle wird es aus den Schiffen mit fahrbaren oder feststehenden, an Auslegern befestigten Becherwerken gehoben und durch Schüttrohre oder Förderbänder nach dem Hauptbecherwerk hingeführt, von wo es dann durch selbsttätige Wagen und Reinigungsmaschinen an seine Lagerstätte gelangt. Sind die Annahmebecherwerke fahrbar, so bringen sie das

[1]) Vergl. den Schluß des nächsten Kapitels.

Getreide zunächst auf ein, in der Regel unter der Ladebühne angebrachtes, wagerechtes, in der Längsrichtung des Speichers verlaufendes Band, welches das Getreide bis zur Hauptmaschineneinrichtung führt, von der es auf andere Bänder abgeworfen wird, die zu den Hauptbecherwerken führen. Häufig werden zur Entladung der Schiffe auch Halb- oder Vollportalkräne benutzt, die das Getreide mit Greifkörben heben und in Trichter schütten, die über dem Längsförderband unter der Ladebühne an einer der mehrfach vorgesehenen, durch Klappen verschließbaren Einwurfsöffnungen aufgestellt werden. Bisweilen werden über den genannten Trichtern noch fahrbare selbsttätige Wagen eingeschoben.

Die Annahme des Getreides aus Landfuhrwerken, in der Regel Eisenbahnwagen, kann in der gleichen Weise erfolgen, besonders wenn das Getreide in Säcken an den Speicher gelangt. Die Säcke werden dann einfach durch eine geeignet liegende Einwurfsöffnung auf die Förderbänder geschüttet. Ist das Getreide dagegen lose in die Wagen eingefüllt, so werden bisweilen auch unter den Wagen an der Annahmestelle Trichterböden vorgesehen, in die das aus den Wagen herausgleitende oder geschaufelte Getreide fällt und von denen es auf Förderbänder gelangt, die es dem Speicher zuführen.

Für die Ausspeicherung läßt man das Getreide zunächst auf eines der unteren Förderbänder laufen, die es zu den Ausgabebecherwerken führen, von denen es so hoch gehoben wird, daß es durch Schüttrohre mit natürlichem Gefälle den Versandgefäßen, Wagen oder Schiffen, zulaufen kann, nachdem es dabei selbsttätige Wagen durchmessen hat. Liegt der Speicher nicht unmittelbar am Ufer, so gelangt das ausgehende Getreide zunächst auf hochgelegene Förderbänder, die es nach dem Ufer hin und oft auch noch an diesem entlang führen, bis es an die Schiffsliegestelle gelangt, abgeworfen wird und durch Schüttrohre in die Schiffe gleitet. Solche Förderbandanlagen nehmen oft große Ausdehnung an, wie z. B. Abb. 220, Bd. I, S. 328, an der Pieranlange in Boston erläutert, wo das aus dem rückwärts gelegenen Speicher zur Verladung kommende Getreide nach sieben verschiedenen Kaistrecken gefördert werden kann. Diese Förderbänder befinden sich in langgestreckten, geschlossenen Gängen, die von Eisengerüsten getragen werden. Wie Abb. 388 u. 389 zeigen, können diese Gerüste auch auf der Kaiseite von Schuppen aufgestellt werden.

Diese allgemeinen Ausführungen zeigen, in wie vollkommener Weise die Bewegung des Getreides in zeitgemäß eingerichteten Speichern auf maschinellem Wege erfolgen kann; sie machen gleichzeitig verständlich, warum die Behandlung der Bewegungseinrichtungen für Getreide zweckmäßig mit der Beschreibung der Speicheranlagen verbunden wird, obgleich sie sinngemäß zu der im nächsten Kapitel behandelten mechanischen Hafenausrüstung gehören. Im übrigen sei vorweg bemerkt, daß die geschilderten Fördereinrichtungen ein derartiges Sondergebiet bilden, daß eine erschöpfende Behandlung im Rahmen des vorliegenden Werkes ausgeschlossen ist. Es kann sich hier nur darum handeln, allgemeine Fingerzeige zu geben, die in gegebenem Falle zum Sonderstudium der einschlägigen Werke veranlassen.[1])

[1]) M. Buhle, Massentransport, Stuttgart und Leipzig 1908.

Das Zusammenwirken von Lager- und Bewegungseinrichtungen kann nicht besser vorgeführt werden, als wenn man ein mustergültiges Beispiel in allen seinen Teilen kennen lernt. Unter den Getreidebodenspeichern kann in dieser Hinsicht die Erweiterung des Königsberger Getreidespeichers angesehen

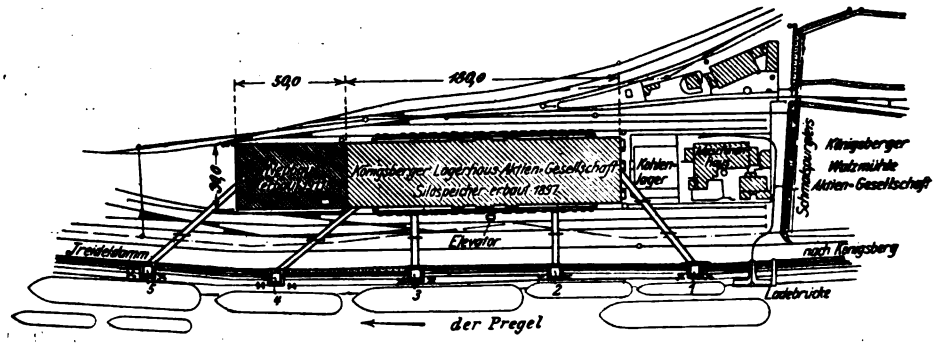


Abb. 440. Getreidespeicher in Königsberg. Allgemeine Anordnung.

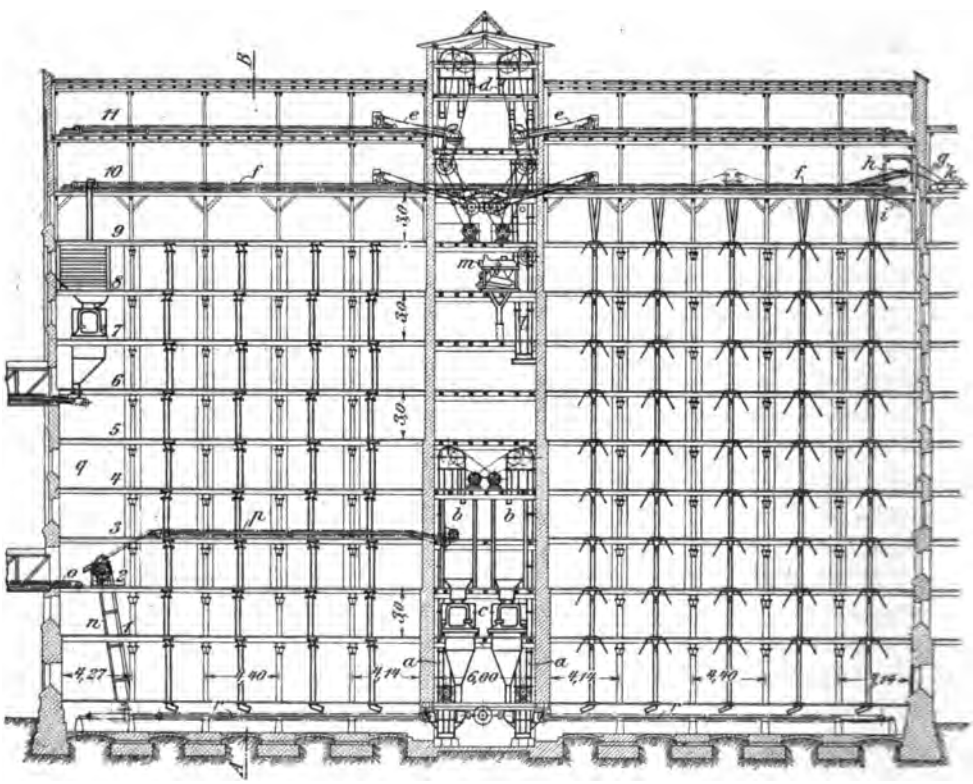


Abb. 441. Getreidespeicher in Königsberg. Längsschnitt durch den Erweiterungsbau.

werden.[1]) Dieser Speicher, aus neun Schüttböden und einem Erdgeschoß, umgeben von massiven, gemauerten Umfassungsmauern, bestehend, besitzt bei

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1913, S. 44, ebendaher Abb. 440 bis 443 und 445.

1,8 m Schütthöhe eine Aufnahmefähigkeit von 56 000 t Schwergetreide, die bei 2,0 m Schütthöhe bis auf 62 000 t gesteigert werden kann. Er stellt damit die größte deutsche Anlage dar. Zur Wahl eines Bodenspeichers führte der Um-

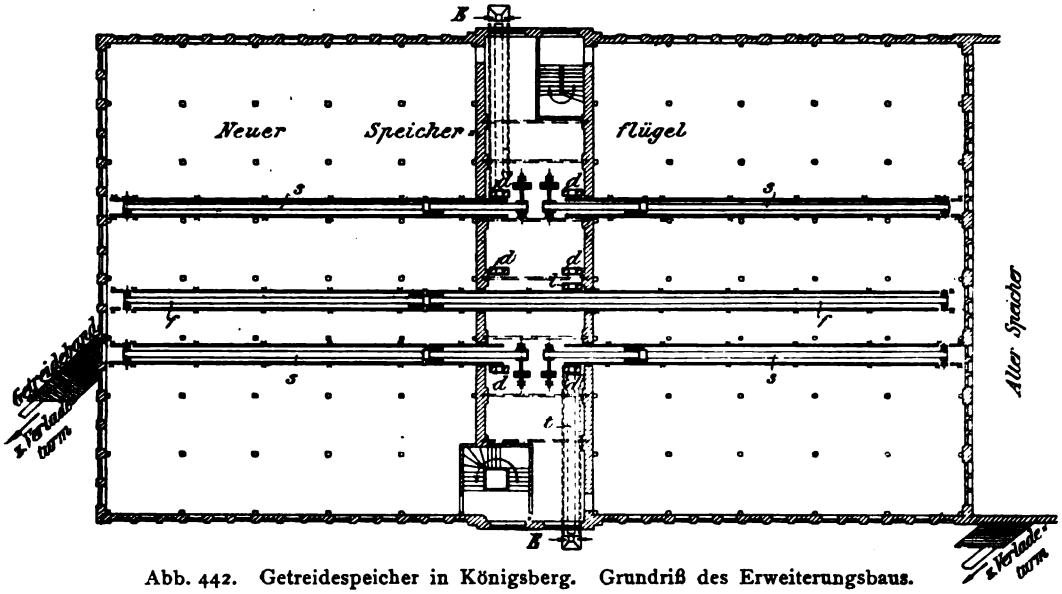


Abb. 442. Getreidespeicher in Königsberg. Grundriß des Erweiterungsbaus.

stand, daß überwiegend Getreide aus den deutschen Ostprovinzen und aus Rußland zur Lagerung gebracht wird, das infolge der häufig ungünstigen Witterung mehr oder minder feucht ankommt und für die Zellenlagerung nicht lagerfest genug ist. Hinzu kommen noch die örtlichen Handelsgewohnheiten und die Notwendigkeit, Hafer lagern zu müssen, der einmal einer ausgiebigen Lüftung bedarf, um nicht stickig und riechend zu werden, und wegen seiner sperrigen Form sich weniger zur Zellenlagerung eignet, indem er sich leicht in den Zellen festsetzt.

Die allgemeine Anordnung des Speichers am Pregelufer zeigt Abb. 440. Das 230 m lange und 30 m breite Speichergebäude ist am Ufer durch drei Gleise und auf der Rückseite von zwei Gleisen eingefaßt, die für die Zufuhr des

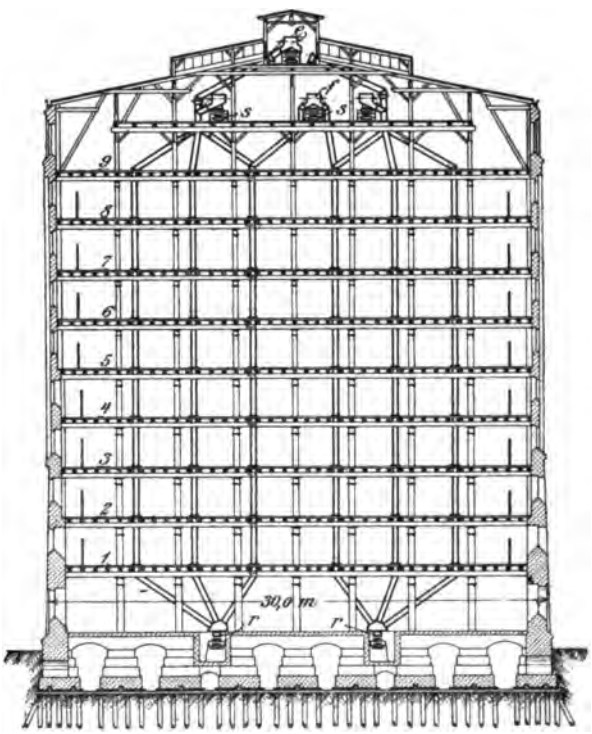


Abb. 443. Getreidespeicher in Königsberg. Querschnitt des Erweiterungsbaus.

Getreides benutzt werden. Das Verladen erfolgt mit Hilfe von fünf Verladetürmen, denen das Getreide durch Förderbänder zugeführt wird. Wie die Abbildung zeigt, gehen die Brücken strahlenförmig vom Speicher aus, so daß eine 350 m lange Ladestrecke entsteht, an der fünf Schiffe gleichzeitig verladen können. Die Anlage wird vervollständigt durch einen Kohlenlagerplatz, ein Maschinenhaus, mehrere Beamtenwohnhäuser usw.

Die weitere Ausgestaltung des Speichers wird in Abb. 441 bis 443, die 50 m lange Erweiterung darstellend, zur Anschauung gebracht. Dieser Teil ist durch einen höheren Mittelbau, in dem die Becherwerke und Reinigungsmaschinen untergebracht sind, in zwei gleiche Teile zerlegt worden. Die seitlichen, für die Lagerung bestimmten Teile besitzen über dem Erdgeschoß neun Lagerböden, darüber befinden sich noch zwei Böden für die Bandförderer (Abb. 443), so daß diese Teile im ganzen zwölf Stockwerke enthalten; im Mittelbau kommt noch ein dreizehntes hinzu, das für die Bedienung der Becherwerkköpfe und der drehbaren Verbindungsrohre erforderlich war. Die Böden werden durch gußeiserne Säulen und flußeiserne Unterzüge gestützt, sie bestehen im übrigen aus Holzbalken mit Bohlenbelag. Die weitere Einrichtung wird am leichtesten klar, wenn man den Lauf des Getreides von der Ankunft bis zur Verladung verfolgt.

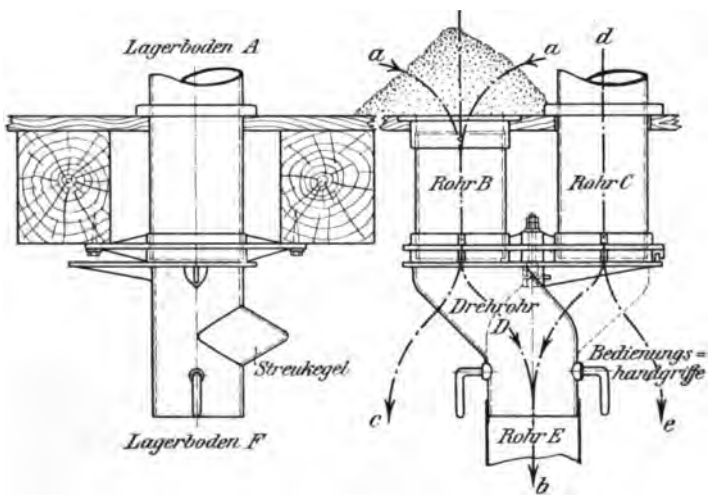


Abb. 444. Getreidespeicher in Königsberg. Einzelheiten eines Fallrohrdrehschiebers.

Von den beiden Empfangsstellen *E* auf den Ladebühnen (Abb. 442) gelangt das Getreide zunächst zu den Annahmebecherwerken *a* auf Abb. 441. Diese heben und schütten es in Vorbehälter *b* aus, von denen es über selbsttätige Wagen *c* in den unteren Kopf der Hauptbecherwerke *d* gelangt (Abb. 442). Von diesen wird das Getreide bis auf das höchste Stockwerk des Mittelbaues gehoben und auf die den höchsten Platz in den Seitenteilen einnehmenden Verteilungs-Hauptförderbänder *e* abgeworfen (Abb. 441 u. 443). Hiervon wird es an beliebiger Stelle durch fahrbare Abwurfwagen (Abb. 441) in Verteilungsrohre geleitet, die es mit natürlichem Gefälle den durch alle Stockwerke gehenden lotrechten Fallrohren zuführen. Diese Rohre sind in einzelnen Stockwerken gegeneinander versetzt (Abb. 441) und unter den Böden durch drehbare Vorrichtungen unterbrochen, sogenannte Drehschieber, die dem durchströmenden Getreide gestatten, vier verschiedene Wege einzuschlagen, d. h. entweder

weiter nach unten zu laufen oder nach den Böden in einer gewollten Richtung auszutreten. Eine solche Vorrichtung wird durch Abb. 444 dargestellt. Sie besteht aus einem drehbaren Teller, der sowohl die Rohre *B* und *C* abschließen, als auch mit dem Rohr *E* oder dem nächst tieferen Boden *F* in Verbindung bringen kann. Zudem besitzt er einmal eine Öffnung von der Größe der Rohrdurchmesser und außerdem, um 90° dazu versetzt, ein gekrümmtes Rohrstück *D*, das in das nächste Fallrohr *E* hineinragt und mit dem Teller durch zwei Handgriffe drehbar

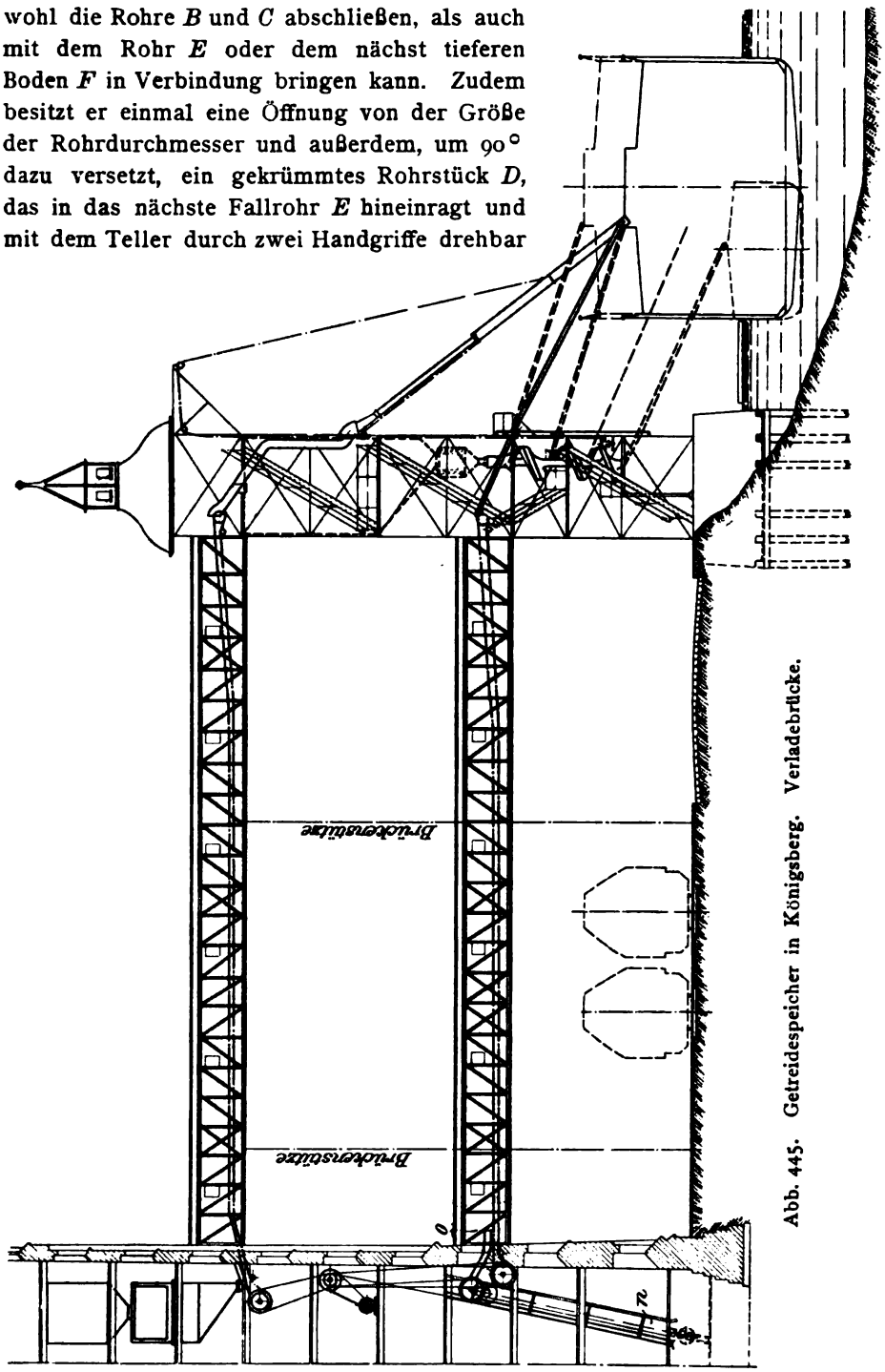


Abb. 445. Getreidespeicher in Königsberg. Verladebrücke.

ist. Steht die Öffnung unter den Fallrohren *B* oder *C*, so läuft das Getreide auf den nächst tieferen Boden *F*. Befindet sich dagegen der Krümmer *D* unter *B* oder *C*, so folgt das Getreide dem Fallrohr *E*. Der Drehschieber ermöglicht mithin vier Wege:

1. in der dargestellten Anordnung den Weg *a* — *b*, von dem gezeichneten Lagerboden *A* nach dem Fallrohr *E*;

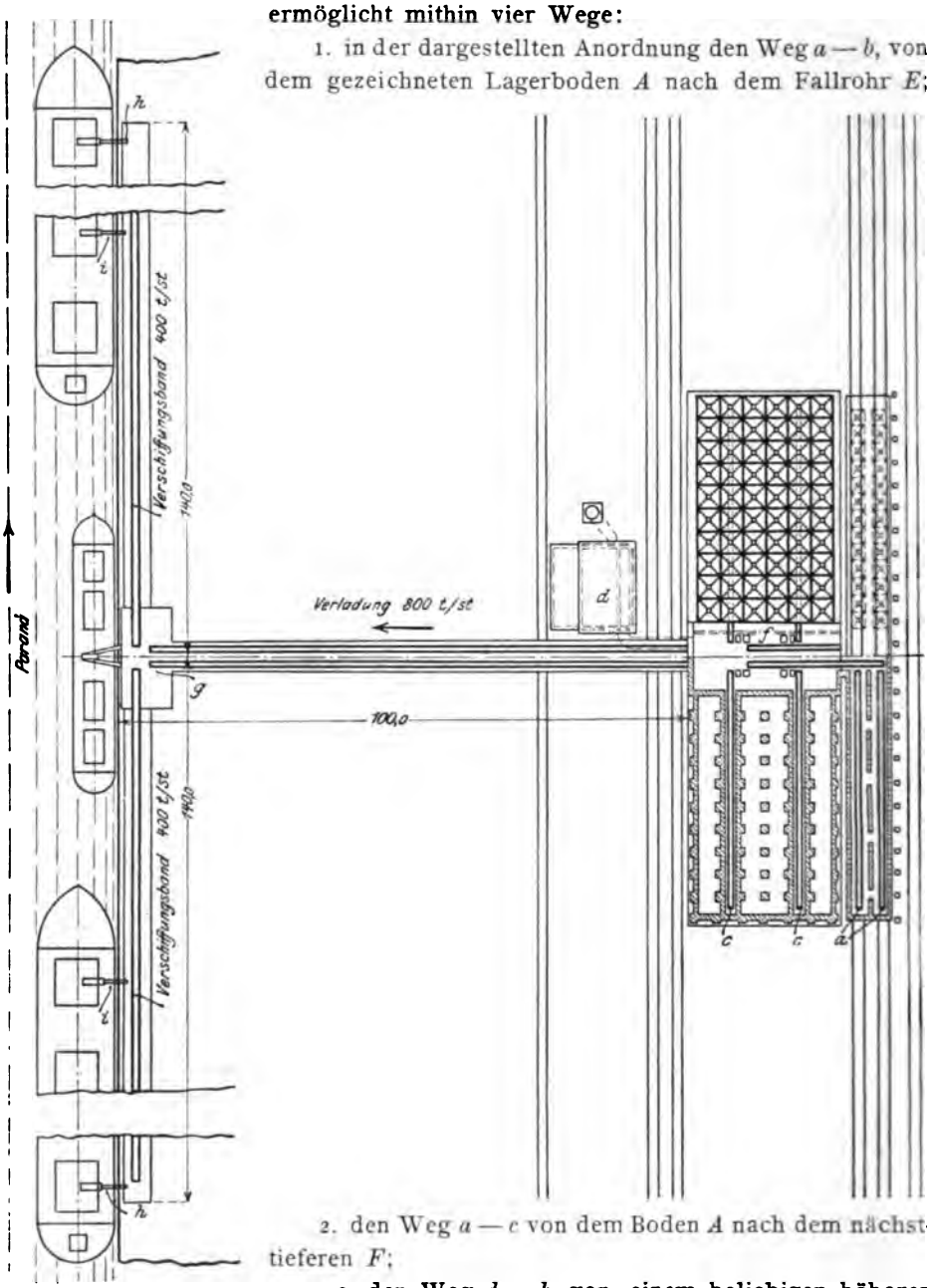


Abb. 446 bis 454. Getreidezellenspeicher in Rosario. Grundrißanordnung.

2. den Weg *a* — *c* von dem Boden *A* nach dem nächsttieferen *F*;

3. den Weg *d* — *b* von einem beliebigen höheren Boden nach einem beliebigen, tiefer gelegenen;

4. den Weg *d* — *e* von einem beliebigen höheren Boden nach dem Boden *F*.[1])

[1]) Die Zeichnung hierzu wurde von der Firma Amme, Giesecke & Konegen A.-G. in Braunschweig freundlichst zur Verfügung gestellt.

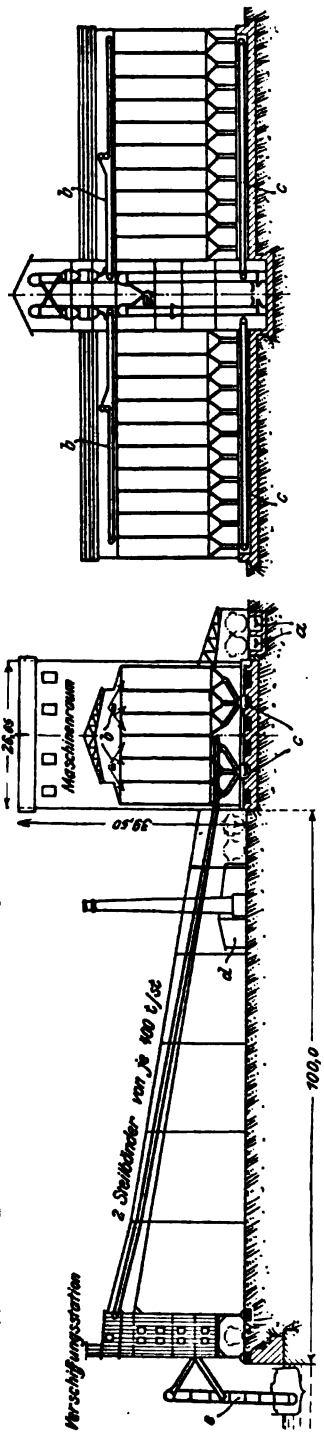


Abb. 446a. Längsschnitt durch die Gesamtanlage. Längsschnitt durch den Speicher.

Es besteht ferner die Möglichkeit, das Getreide von den oberen Köpfen der Hauptbecherwerke *d* zunächst in eine Vorreinigungsanlage *m* gehen zu lassen, aus der es dann durch das Überhebebecherwerk *l* (Abb. 441) auf die Hauptförderbänder *e* gehoben wird.

Außer den genannten Einrichtungen für die Aufnahme des Getreides dienen die nachfolgenden für das Umstechen. Diese bestehen aus vier in Gängen unter dem Erdgeschoß gelagerten Förderbändern *r*, nach denen das Getreide durch geneigte Fallrohre (Abb. 441 u. 443) gelangen kann. Zugehörige Becherwerke *d* heben es darauf auf vier obere Förderbänder *s*, die auf dem Boden unter dem Hauptförderband *e* liegen und es den oberen Fallrohren zuführen, so daß es wieder in die Lagerräume kommt.

Zur Verladung gelangt das Getreide, nachdem es durch die Fallrohre auf eins der unteren Förderbänder *r* gefallen ist, durch weitere Becherwerke *d* auf das in gleicher Höhe wie die Bänder *s* liegende Verladeband *f* (Abb. 441, 442 u. 443) und, nachdem es einen Sammelrumpf und eine selbsttätige Wage durchlaufen hat (Abb. 441 oben links), auf das obere Förderband der Verladebrücke (Abb. 445) bis zu dem Verladeturm, von dem es mit Hilfe eines ausziehbaren Füllrohres in die Schiffe fällt. Zu erwähnen ist noch, daß das Förderband *f* an der Trennungswand zwischen dem alten und neuen Speicher durch ein bewegliches Endstück mit dem Verladeband *k* des alten Speichers so in Verbindung gebracht werden kann, daß es nach dorthin sowohl Getreide abgeben, in der Stellung *h* des beweglichen Endes, als auch von dort empfangen kann, in der Stellung *i* des beweglichen Endes. Durch diese Einrichtung kann das Getreide des neuen Speichers nach jedem der alten Verladetürme gelangen und umgekehrt. Außerdem ist für Verladung in Säcke eine besondere Einrichtung vorhanden. Diese besteht aus einem Sackhebewerk *n* (Abb. 441 links unten), durch das die im Erdgeschoß gefüllten Säcke auf das untere Förderband *o* der Verladebrücke (Abb. 441 u. 445) gehoben werden, und aus einem wagerechten Förderband *p* (Abb. 441), durch welche die im dritten Geschoß des Mittelbaues abgefüllten Säcke an die gleiche Stelle gebracht werden.

Endlich ist im oberen Teile des Mittelbaues durch zahlreiche Rohrverbindungen dafür gesorgt, daß ein ausgedehnter Kreuzverkehr möglich ist, d. h., daß die einzelnen Becherwerke und Förderbänder in beliebige Verbindung miteinander gebracht werden können. Diese Verbindungen erfolgen durch Dreh-

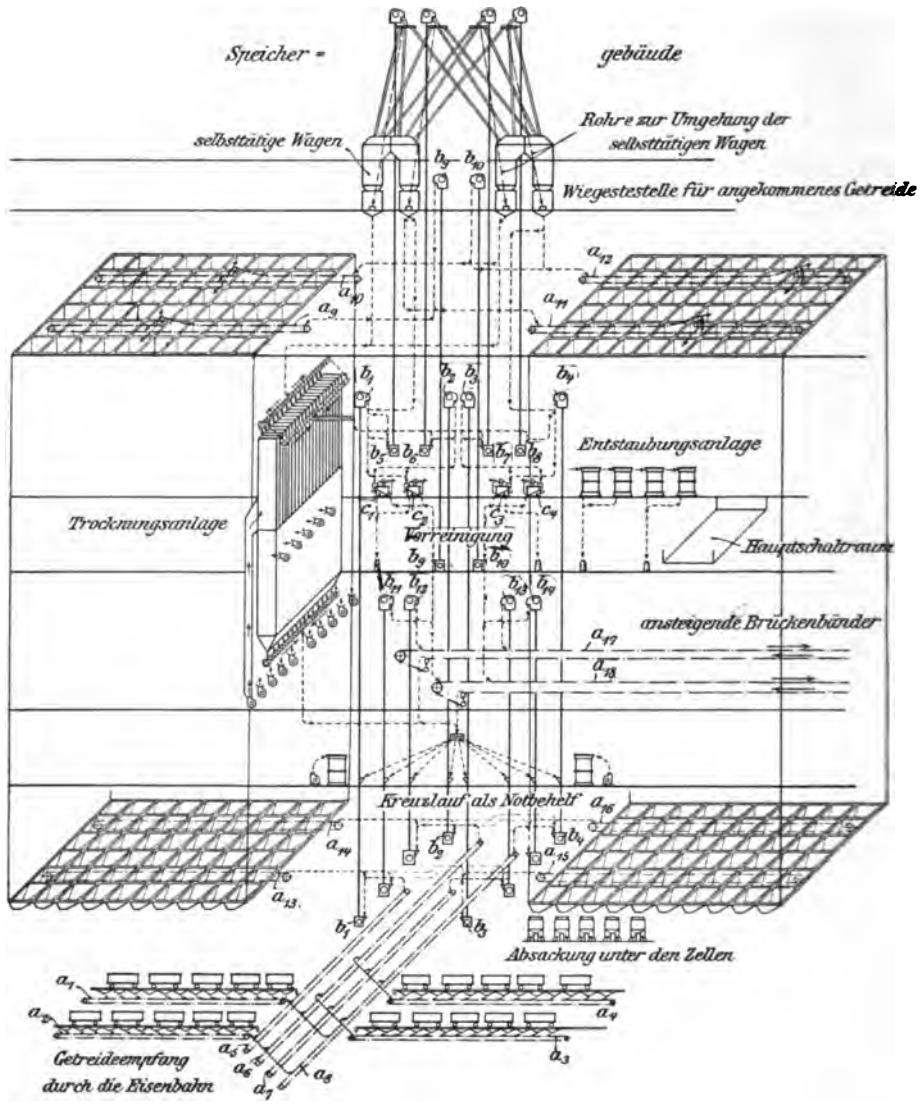


Abb. 447. Getreidezellenspeicher in Rosario.
Schematische Darstellung der Getreidebewegungseinrichtungen.

rohre, die an den Becherwerksköpfen angebracht sind und von jedem Kopf aus ohne Schwierigkeiten vier verschiedene Anschlüsse ermöglichen.

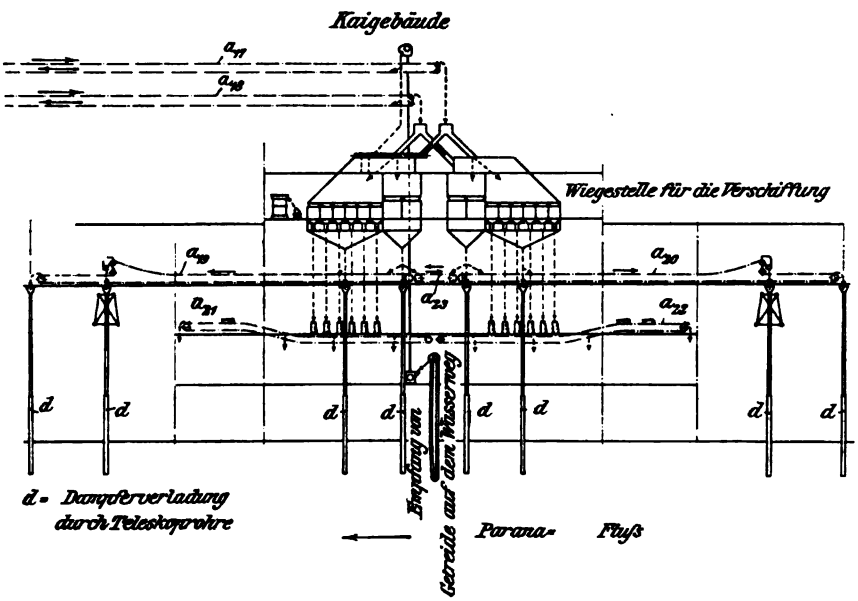
Vorstehende Beschreibung zeigt, wie in einem zeitgemäß eingerichteten Getreidebodenspeicher jede erwünschte Bewegung des Getreides durch einfaches Anstellen von Motoren und Herstellen oder Absperren von Verbindungen

ohne Zuhilfenahme von Menschenkraft vorgenommen werden kann. Bemerkt sei noch, daß alle Bewegungen der Fördereinrichtungen auf elektrischem Wege erfolgen.

Als hervorragendes Beispiel für einen Getreidezellenspeicher (Silo) sei der im Hafen von Rosario am Paraña-flusse in Argentinien näher vorgeführt.[1]) Der Speicher ist für einen stündlichen Empfang von 500 t Schwergetreide aus Eisenbahnwagen und Flußschiffen eingerichtet; er besitzt ein Fassungsvermögen von 30 000 t und kann 800 t in der Stunde zur Verladung in Seeschiffe bringen.

Die allgemeine Anordnung zeigt Abb. 446 im Grundriß, Querschnitt und Längsschnitt durch den Speicher. Letzterer befindet sich 100 m vom Ufer entfernt und besteht aus zweimal je 60 Zellen von 4,05 m oberer Weite und 16,5 m Höhe. Die beiden Zellenabteilungen werden durch einen Mittelbau verbunden, der die Förder-, Trocknungs- und Reinigungseinrichtungen enthält und 39,5 m Höhe erreicht. Von dem Mittelbau führen zwei ansteigende Förderbänder von je 400 t Stundenleistung nach dem am Kai stehenden Verschiffungsgebäude, von dem aus durch Förderbänder, die am Kai auf eisernen Stützen in gedeckten Gängen entlanglaufen, eine Uferlänge von 280 m für Verladungszwecke bestrichen werden kann.

Die Gesamteinrichtung der Anlage wird in vorzüglicher Weise durch die schematische Darstellung auf Abb. 447 wiedergegeben, an welcher der Weg des Getreides zunächst verfolgt werden soll. Das Getreide kommt vorwiegend mit



der Bahn an; die Bahnwagen werden in eine Getreideempfangshalle geschoben, in der sich auf 90 m Länge unter den Gleisen eine fortlaufende Trichterreihe befindet (Abb. 447), in die das Getreide zunächst geschüttet wird und vier

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1912, S. 737 u. 794; ebendaher auch Abb. 446 bis 454.

Förderbändern a_1 bis a_4 zufällt, die es auf vier rechtwinklig dazu liegende Bänder a_5 bis a_8 abwerfen, mit denen es nun an die unteren Köpfe der vier Becherwerke b_1 bis b_4 gelangt. Diese können das Getreide an vier weitere Becherwerke b_5 bis b_8 abgeben, deren obere Köpfe den höchsten Punkt des Gebäudes erreichen. Aus den oberen Köpfen dieser Becherwerke wird das Getreide mit Hilfe drehbarer Verbindungsrohre in einen der vier über den selbsttätigen Wagen angeordneten Sammelrümpfe geschüttet, um nun durch eins der vier über den Zellen entlangführenden Verteilungsförderbänder a_9

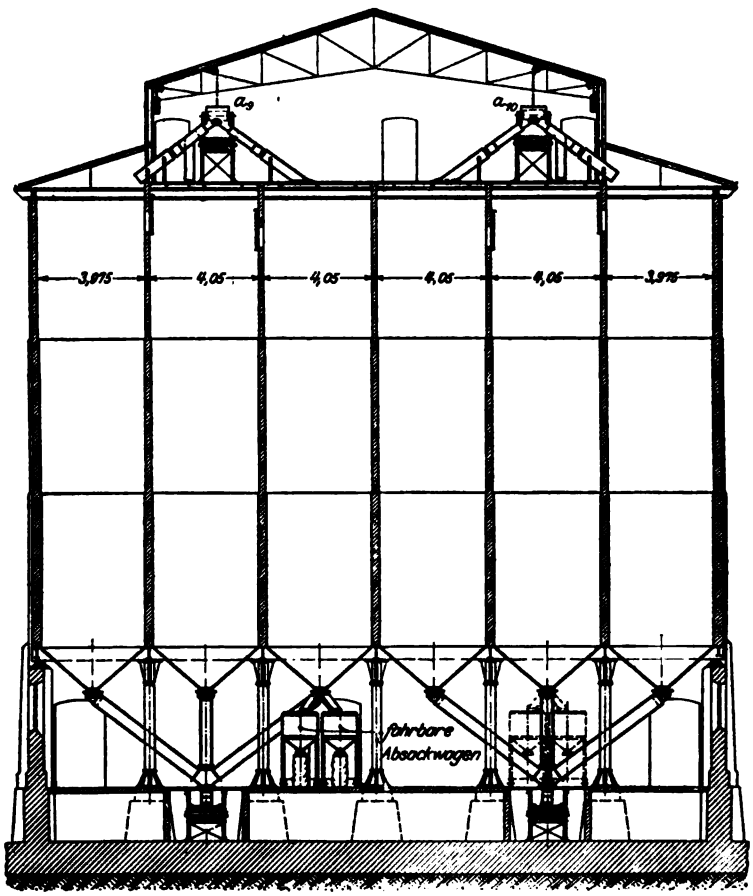


Abb. 448. Getreidezellenspeicher in Rosario. Querschnitt durch den Speicher.

bis a_{12} durch Vermittlung von Abwurfwagen in die Zellen zu gelangen. Das Getreide wird nicht in einem Zuge bis oben gehoben, um die Möglichkeit zu schaffen, es vor dem Durchlaufen der selbsttätigen Wagen einer Reinigung unterziehen zu können. Nach der Reinigung in den Maschinen c_1 bis c_4 heben die Überhebebecherwerke b_9 und b_{10} das Getreide wieder auf die Förderbänder a_9 bis a_{12} zur Verteilung in die Zellen.

Aus den Silozellen kann das Getreide entweder in fahrbare Absackwagen zur Abfüllung in Säcke laufen, oder es rinnt auf die unteren Sammelbänder a_{13} bis a_{16}, die es auf die Becherwerke b_{11} bis b_{14} abwerfen. Diese

bringen es auf die nach der Verschiffungsstelle führenden ansteigenden Bänder a_{17} und a_{18}.

Hier erreicht das Getreide in einer Wiegestelle zwölf kleine selbsttätige Wagen von je 100 kg oder zwei große für je 1200 kg und kann dann entweder abgesackt und durch die Sackförderbänder a_{21} und a_{22} auf 64 m Länge am Kai entlangbewegt oder durch die auf der Kaibrücke befindlichen Förderbänder a_{19} und a_{20} am Kai entlang-

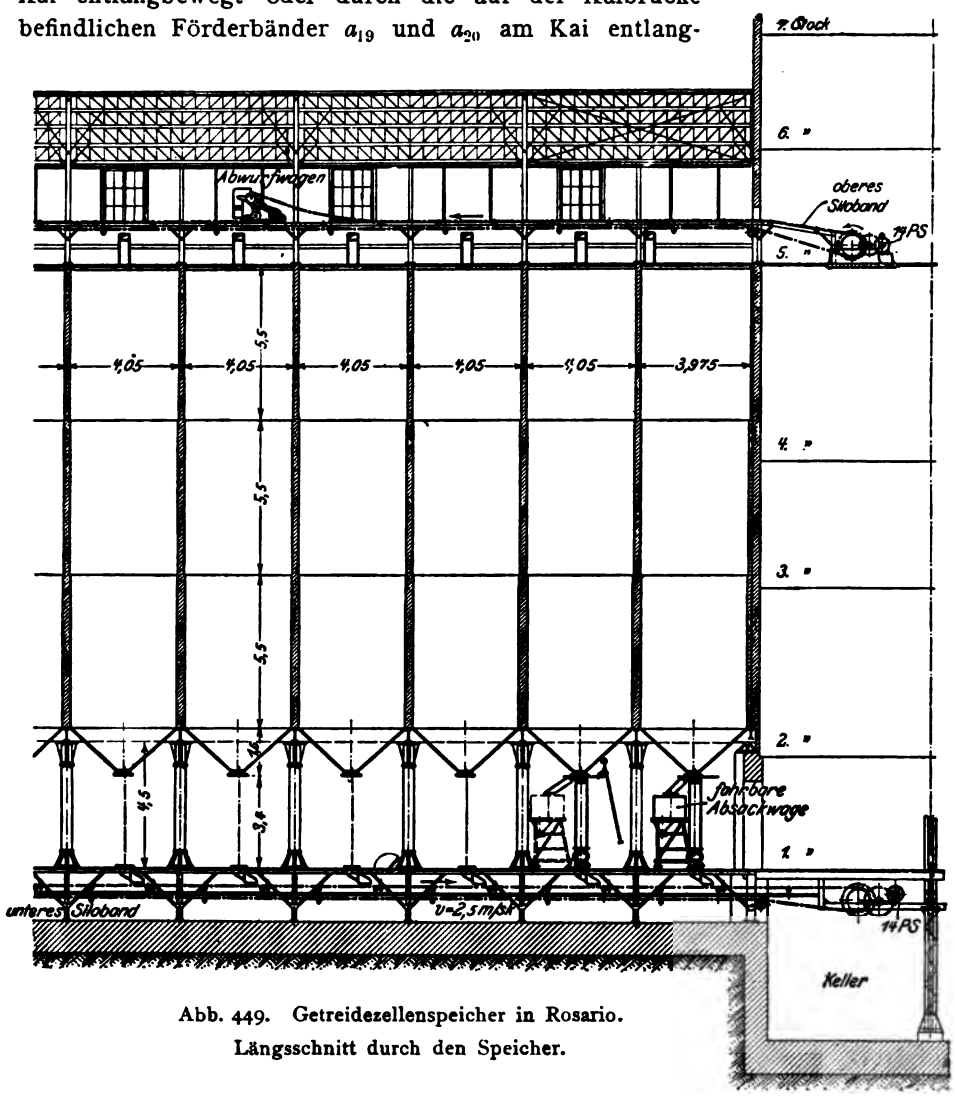


Abb. 449. Getreidezellenspeicher in Rosario.
Längsschnitt durch den Speicher.

geführt und durch selbsttätige Abwurfwagen in feste oder fahrbare Füllrohre geworfen werden, die durch Ansteckrohre mit dem Abwurfwagen verbunden werden und des schwankenden Wasserstandes wegen ausziehbar eingerichtet sind. Im ganzen sind sechs feste und zwei fahrbare Fallrohre vorhanden. Ein Teil des Getreides wird häufig in Säcke gefüllt, um damit das lose in den Schiffsraum gefüllte Getreide abzudecken, damit es bei starken Schwankungen des Schiffes nicht ins Rutschen gerät und „übergeht", wo-

durch die für die Manövrierfähigkeit der Schiffe so gefährliche „Schlagseite" entsteht.

Die Anlage wird noch vervollständigt durch eine im Mittelbau des Speichers untergebrachte Trocknungsanlage (Abb. 447 links in der Mitte), die aus 20 rd. 10 m hohen Rieselsäulen besteht, in deren oberem Teil das Getreide mit heißer Luft getrocknet, während es im unteren wieder abgekühlt wird. Diese Anlage kann 800 t in zehn Stunden lagerfest machen. Da außerdem besonders an den Köpfen und Füßen der Becherwerke, an den Abwurfstellen

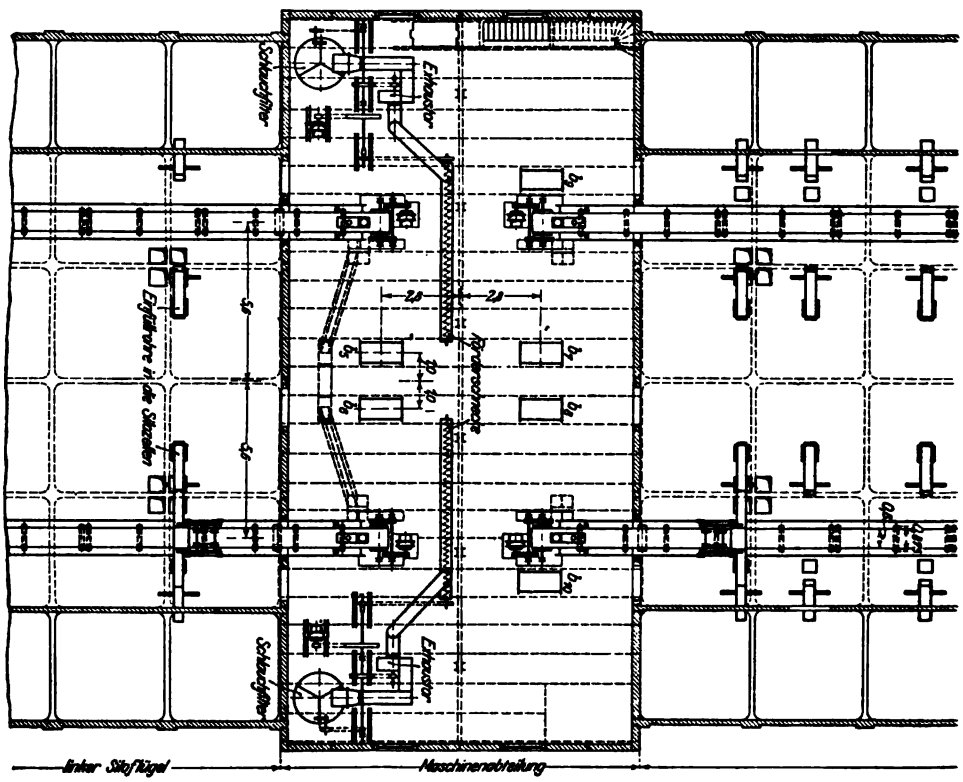


Abb. 450. Getreidezellenspeicher in Rosario.
Grundrißanordnung des Mittelbaus und der anschließenden Flügel (unter den Zellen).

und an den Rohraufführungen auf den Lägern viel Staub entsteht, so ist eine weitverzweigte Staubabsaugeeinrichtung hinzugefügt, deren Saugerohre nach allen diesen Stellen hingehen und den Staub nach einem Gebläse führen, wo er ein Filter durchläuft und abgesackt wird.

Endlich ist an dem Verschiffungsgebäude die Möglichkeit vorgesehen, mit einem an einem Ausleger hängenden Becherwerk Getreide aus Flußschiffen anzunehmen (Abb. 447 rechts in der Mitte). Von diesem Becherwerk wird das Getreide in ein zweites feststehendes Becherwerk befördert, von dem es auf die unteren Trummen der Bänder a_{17} und a_{18} gelangt, die es nach dem Zellenspeicher hinleiten. Durch diese Einrichtung können diese Bänder gleichzeitig für Empfang und Versand benutzt werden.

Nach einer Betrachtung des geschilderten Vorganges in der schematischen Darstellung (Abb. 447) ist mit wenigen Worten die allgemeine Anordnung auf Abb. 446 u. 446a erläutert. Die Empfangsbänder *a* unter den Eisenbahnwagen führen mit Hilfe von Querbändern das Getreide nach dem Mittelbau *f*; von hier gelangt es durch die oberen Silobänder *b* in die Zellen, dann durch die unteren Bänder *c* auf die Steilbänder nach der Verladestelle *g*, von hier auf die Verschiffungsbänder längs des Kais und durch fahrbare oder feste Füllrohre *i* bezw. *h* in die Schiffe. *d* ist das Maschinenhaus zur Erzeugung der für den Antrieb benutzten elektrischen Energie.

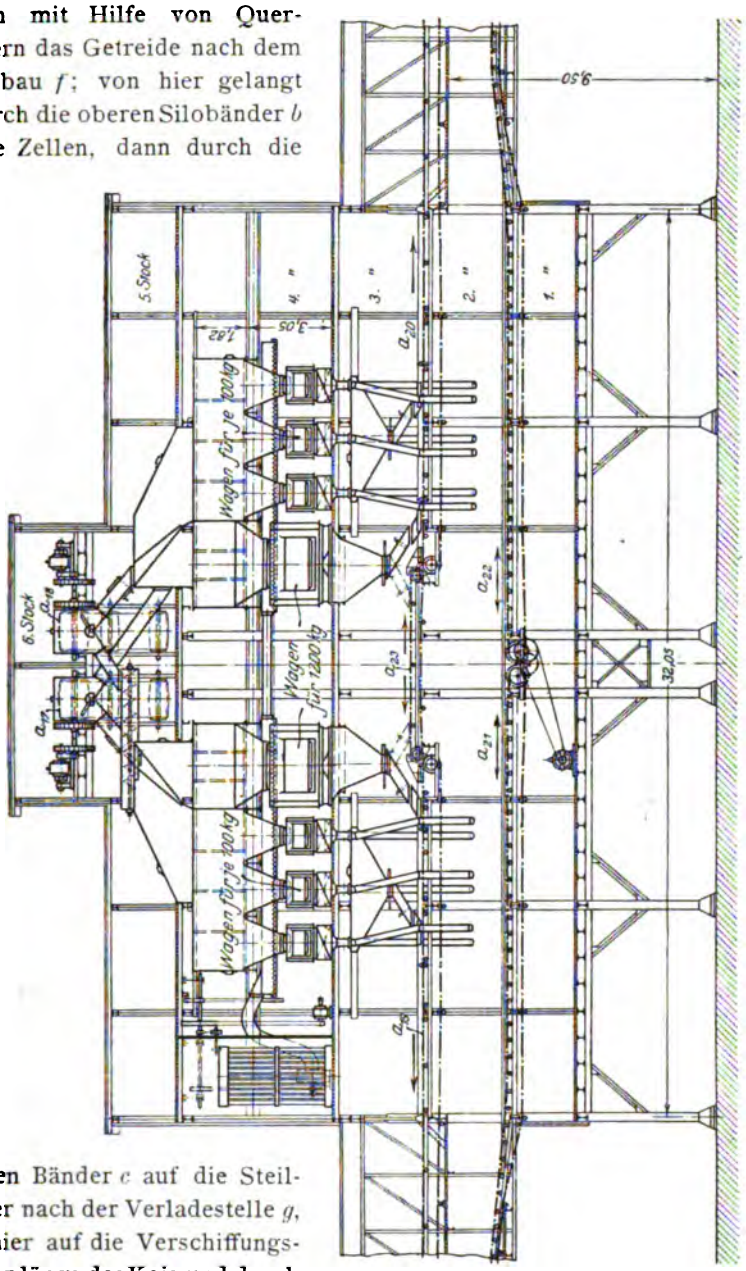


Abb. 451. Getreidezellenspeicher in Rosario. Längsschnitt durch das Verschiffungsgebäude.

Die bauliche Anordnung des Speichergebäudes im einzelnen erläutern die Abb. 448 bis 450. Das Bauwerk besteht aus einem Eisengerippe, das durch die

hergestellten Wandflächen ausgefüllt wird. Der Querschnitt (Abb. 448) zeigt die sechs nebeneinander liegenden Zellen, deren Wandstärke 0,15, 0,20 bezw. 0,25 m beträgt. Der Boden der Zellen ist aus Eisenblech hergestellt worden. Die Abbildung läßt ferner die oberen Verteilungsbänder a_9 und a_{10} sowie die Abwurfwagen und die Ansteckrohre erkennen. Die unter den Bändern sicht-

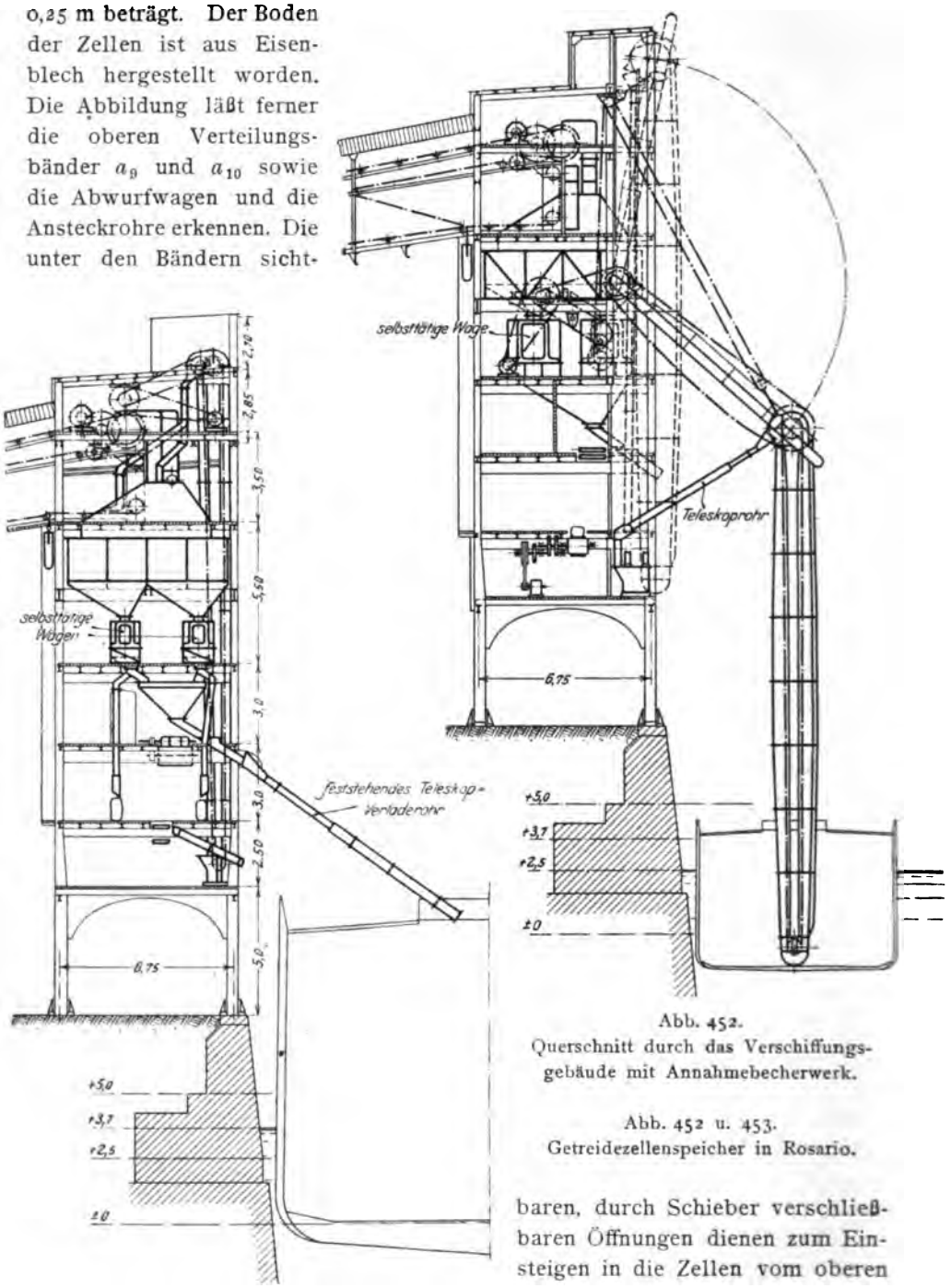


Abb. 452.
Querschnitt durch das Verschiffungsgebäude mit Annahmebecherwerk.

Abb. 452 u. 453.
Getreidezellenspeicher in Rosario.

Abb. 453. Schnitt durch das Verschiffungsgebäude mit feststehendem Verladerohr.

baren, durch Schieber verschließbaren Öffnungen dienen zum Einsteigen in die Zellen vom oberen Boden aus. Der untere Teil der Darstellung zeigt die unteren

Förderbänder, die Zuführungsrohre und die fahrbaren Absackwagen. Abb. 449 zeigt einen Längsschnitt durch die Hälfte des Mittelbaues und einen Teil der Zellen; dargestellt sind ferner die oberen und unteren Bänder nebst Abwurf- und Absackwagen. Endlich gibt Abb. 450 ein Bild von dem Boden über den Zellen.

Besonderes Interesse bietet ferner das durch Abb. 451 dargestellte Verschiffungs- oder Kaigebäude. Man erkennt im oberen Teil die vom Speicher herkommenden, ansteigenden Förderbänder a_{17} und a_{18}, von denen das Getreide in die kleinen Wagen zum Absacken im zweiten Stock abgeworfen werden kann. Von hier aus besorgen die Sackbänder a_{21} und a_{22} die Weiterbeförderung der Säcke. Das Getreide kann aber auch in die großen selbsttätigen Wagen gelangen, die es auf die am Kai entlanglaufenden Bänder a_{19} und a_{20} führen. Zwischen diesen Bändern befindet sich noch ein Übergabeband a_{23}, das benutzt wird, wenn das Getreide aus beiden Wagen nach einer Kaiseite hingeleitet werden soll.

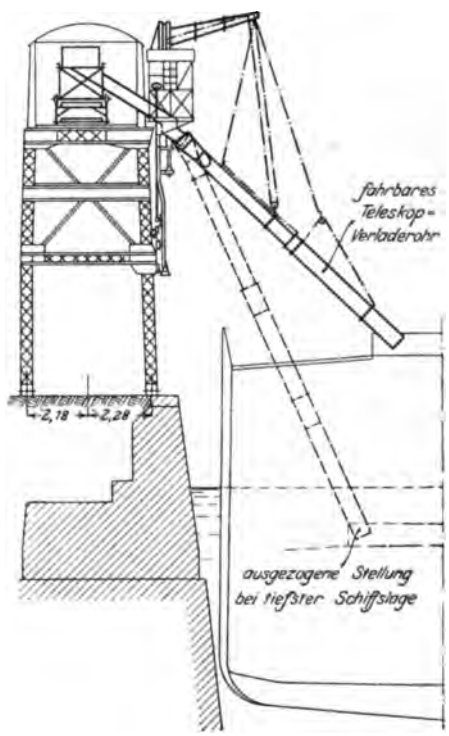


Abb. 454. Getreidezellenspeicher in Rosario. Schnitt durch die Kaibrücke mit Förderbändern und fahrbarem Verladerohr.

Abb. 452 gibt einen Schnitt durch das Gebäude mit der Darstellung des Annahmebecherwerks, Abb. 453 einen mit einem der festen, zur Verschiffung dienenden ausziehbaren Verladerohre, gleichzeitig auch die selbsttätigen Wagen und die Absackvorrichtung darstellend, und endlich Abb. 454 einen Schnitt durch die Kaibrücke mit dem Förderband und einem fahr- und ausziehbaren Verladerohr.

Bei den allgemeinen Ausführungen wurde bereits darauf hingewiesen, daß häufig wegen der Beschaffenheit des aufzunehmenden Getreides gleichzeitig ein Bedürfnis für Zellen- und Bodenlagerung vorliegt. In diesen Fällen empfiehlt sich eine Vereinigung von Zellen und Böden in einem Gebäude. Die Betriebseinrichtungen bleiben dabei in der Anlage die gleichen wie bei dem vorigen Beispiel. Ein neueres Beispiel für einen Zellen- und Bodenspeicher, der ferner ein Muster für einen Bau in reiner Eisenbetonbauweise darstellt, bildet das von der Landwirtschaftlichen Großhandelsgesellschaft in Danzig auf der Holminsel errichtete Gebäude.[1])

Bei einer Länge von 46,5 m besitzt der Speicher eine Breite von 28,76 m, im ganzen elf Geschosse und einen Fassungsraum für 11 000 t Getreide. Wie

[1]) Beton u. Eisen 1912, S. 86 u. f.; ebendaher Abb. 455 bis 457.

Abb. 455 zeigt, enthält der Speicher an einem Ende 18 Zellen, von denen acht ungeteilt sind und je 245 t Fassungsraum aufweisen; sechs Zellen sind zur Aufnahme kleinerer Lieferungen durch einen Zwischentrichterboden in Abteilungen von je 120 t und vier

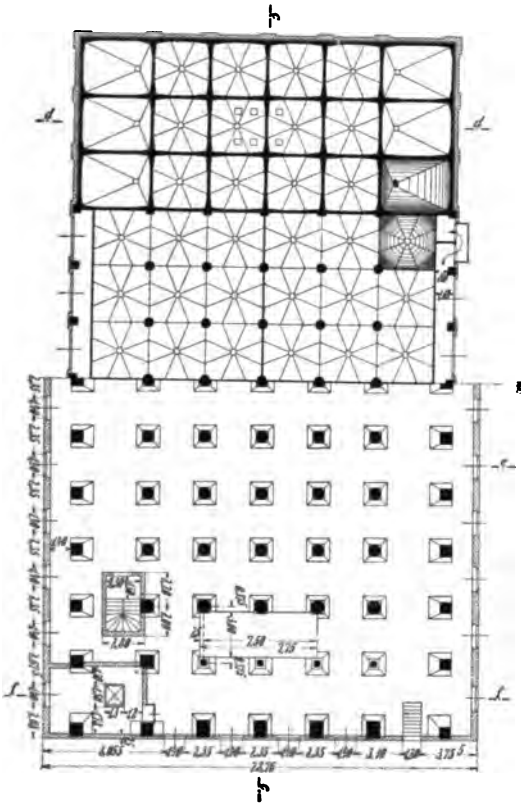


Abb. 455. Grundriß

Abb. 455 bis 457. Getreidespeicher auf der Holminsel bei Danzig.

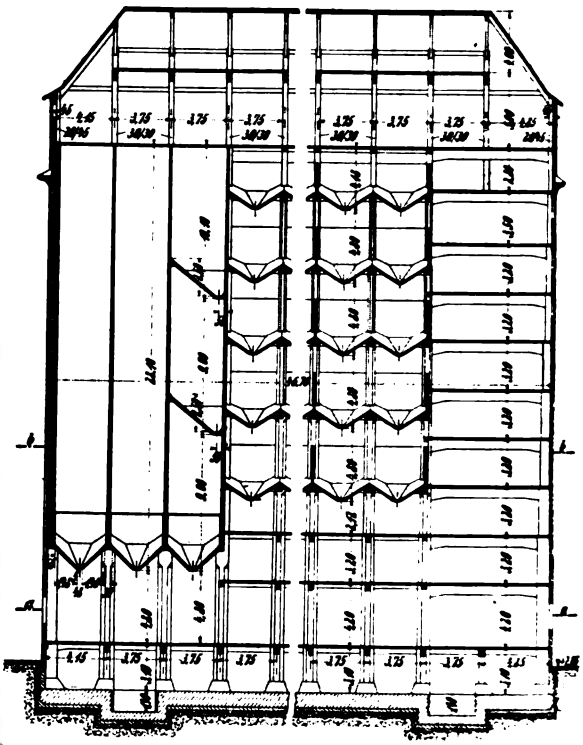


Abb. 456. Längsschnitt.

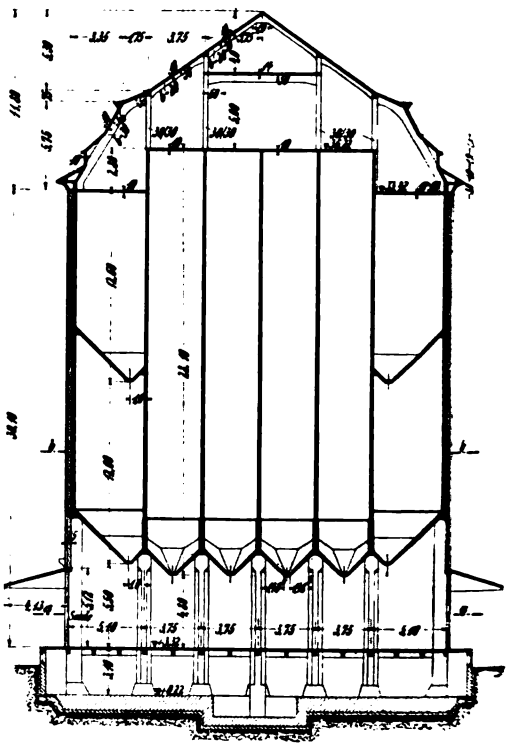


Abb. 457. Querschnitt.

Zellen durch zwei solcher Böden in Räume von je 80 t Fassungsvermögen zerlegt worden. Der mittlere Teil des Speichers dient der Bodenlagerung (Abb. 456 u. 457). Zwei untere Böden sind zur Aufnahme von Sackgetreide bestimmt, während die übrigen darüber befindlichen Böden in neuartiger Form als Trichterböden ausgebildet worden

sind. Dadurch wird der Vorteil erreicht, daß auch diese Böden ohne menschliche Hilfe restlos leerlaufen. Die Bodenfläche kann durch Holztafeln, die in Nuten der Säulen eingeschoben werden, in Abteilungen bis herunter zu 25 t Inhalt zerlegt werden. Die Verbindung der Böden ist in ähnlicher Weise wie bei dem oben beschriebenen Königsberger Speicher durch Fallrohre und Drehschieber bewirkt worden.

Ein dritter Teil des Speichers von 8,6 m Länge besitzt nur wagerechte Böden und dient zur Aufnahme der Reinigungsmaschinen, selbsttätigen Wagen Becherwerke usw. Abb. 455 zeigt den Grundriß und läßt die Anordnung der Trichterböden und Zellen erkennen.

Die Zuführung des Getreides erfolgt fast ausschließlich durch Eisenbahnwagen; zum Schutz des Überladens sind an den Längsseiten des Speichers 4,15 m breite Vordächer aus Eisenbeton angeordnet worden. Die Gründung des Speichers erfolgte auf Pfahlrost. Den Kellerboden bildet eine Betonschicht, die durch eine untere Schutzschicht aus Teerpappe wasserdicht gemacht wurde.

Kapitel XIII.

Mechanische Hafenausrüstung.

I. Allgemeines.

II. Kraftquellen.

a) Menschenkraft (Stechkarren). — b) Dampfkraft. — c) Druckwasser. — d) Elektrizität. — e) Preß- oder Saugeluft. — f) Gaskraft.

III. Hafenkräne.

a) Kranarten. — b) Feststehende oder fahrbare Einzelkräne. — Beispiele: Memel (Süderballastplatz), Königsberg (Neuer Packhof). — c) Fahrbare Kaikräne. — Rollkräne. Beispiele: Hamburg (Grevenhofufer), Marseille. — Vollportalkräne. Beispiele: Middelsbrough, Rotterdam, Gent, Stettin. — Halbportalkräne. Beispiele: Stettin, Le Havre; mit verstellbarem Ausleger: Hamburg (Magdeburger Hafen), Bremen (Hafenbecken II), Bremerhaven (Kaiserhafen II und III), Hamburg (Kuhwärderhafen), Marseille. — Dachkräne. Beispiele: Liverpool. — d) Schwerlastkräne. — Masten- und Scherenkräne. Beispiele: Chatham, Le Havre. — Derrickkräne. Beispiel: Werft von Blohm u. Voß (Hamburg). — Drehscheibenkräne, Rollenkranz in Geländehöhe. Beispiel: Hamburg. — Rollenkranz auf Stützgerüst (Hammerform). Beispiele: Werft von Earles (Hull), Wallsend. — Hammerkräne. Beispiel: Kaiserdock (Bremerhaven). — Hammerglockenkräne. Beispiele: Werft von Tecklenborg (Geestemünde), Werft des Vulkan (Hamburg). — Hammerwippkräne. Beispiel: Tsingtau. — e) Schwimmkräne. — Schwimmkräne für den Umschlagverkehr. Beispiel: Emden. — Scherenkräne (drei Grundformen). — Kräne mit Wippausleger. Beispiel: Kawasaki (Japan). — Drehscheibenkräne. Beispiel: La Plata. — Hammerglockenkräne. Beispiel: Werft von Harland u. Wolff (Belfast).

IV. Aufzüge.

1. Fahrstühle (zwei Grundformen). — 2. Speicherwinden (zwei Grundformen).

V. Spills.

Zur Bewegung von Eisenbahnwagen. Beispiele: Stettin, Französische Nordbahn, Wiener Stadtbahn, Neuere französische Form. — Zum Verholen von Schiffen. Beispiele: Paris (Port à l'Anglais), Berlin (Mühlendammschleuse), Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals, Seeschleuse in Ymuiden. — Fischwinden. Beispiel: Hamburg.

VI. Ver- und Entladeeinrichtungen für Massengüter.

A. Verladeeinrichtungen (vom Land ins Schiff).

1. Allgemeines. — Formen der Eisenbahnwagen, Trichterwagen, Selbstentlader, Wagen mit beweglichen Kopf- und Seitenwänden. — 2. Sturzgerüste mit Schüttrinnen. — a) Für Erze. Beispiele: Duluth, Marquette. — b) Für Kohlen. Beispiele: Sunderland, Tyne-Dock. — 3. Kohlenkipper. — a) Trommelkipper. Beispiel: Ashtabula. — b) Krankipper, Beispiel: Glasgow. — c) Plattformkipper. — α) Seitenkipper. Beispiel: Bruay. — β) Kopfkipper. Beispiele: Schwerkraftkipper: Ruhrort; Aufzugkipper: Hamburg (Kuhwärder), Glasgow; Schwingkipper: Sunderland; Kurvenkipper: Bremerhaven. — 4. Kastenverladung.

B. Entlade- oder Löschvorrichtungen (vom Schiff ans Land).

1. Kübel und Greifer. — Kübel von Hunt, von Jäger, von Calhoun. Greifer von Priestmann, von Hone, von Hulett. Rundholzgreifer. — 2. Mit Kränen ausgerüstete Entladevorrichtungen. — Beispiele: Flensburg, Genua, Ashtabula. — 3. Mit Laufkatzen ausgestattete Entladevorrichtungen. Ununterbrochene Bewegung, Laufkatze mit Führerstand. Beispiele: Hamburg, Emden, Lorain (Ohio), Duluth (Minnesota). Wie vor, Laufkatze ohne Führerstand. Beispiele: Brownsche Löschbrücke, Bleichertsche Drahtseilbahn. Unterbrochene Bewegung, Laufkatze ohne Führerstand. Beispiel: Huntsche Löschbrücke in Kratzwiek bei Stettin.

C. Umladevorrichtungen von Schiff zu Schiff.

1. Umschlag unter Benutzung an Bord der Seeschiffe befindlicher Einrichtungen. Beispiel: Tender. — 2. Umschlag von Schiff zu Schiff unter Benutzung von Landungsbrücken. Beispiel: Purfleet. — 3. Umschlag mit Vorrichtungen auf besonderen Fahrzeugen. — Beispiele: Schwimmdrehkran (Rotterdam), Schwimmkran mit Fülltrichter, Umladeschiff mit Laufbahnen, Kohlenheber (Hamburg).

VII. Getreideförderanlagen. — 1. Elemente der Getreideförderung. — Becherwerke, Förderbänder, Abwurfwagen, Förderschnecken, Sauglufttheber, Saugkopf, selbsttätige Wagen. — 2. Vorrichtungen zum Verladen von Getreide. — Fallrohre. — 3. Vorrichtungen zum Entladen von Getreide. — Fahrbarer Kran mit Greifer, Feste oder fahrbare Kräne mit Becherwerken. — 4. Getreideumschlag von Schiff zu Schiff. — Schwimmkräne, Saugluftgetreideheber.

VIII. Behandlung des Petroleums.

Schuppen zur Lagerung von Fässern, Lagerbehälter, Verschiffung und Löschung von Petroleum. Beispiel: Konstanza.

I. Allgemeines.

Mit der Ausstattung der Häfen ist in neuerer Zeit die mechanische Ausrüstung aufs engste verbunden, deren Aufgabe es ist, das Laden und Löschen schnell und billig zu bewirken. Je schneller ein Schiff beladen oder entlöscht wird, umsomehr Fahrten kann es machen, um so günstiger stellen sich die von seinem Anschaffungswert und seiner Unterhaltung auf die einzelnen Reisen entfallenden Beträge, um so geringer können infolgedessen die Frachtsätze gehalten werden. Unter sonst gleichen Bedingungen wird daher derjenige Hafen die größte Anziehungskraft ausüben, der die vollkommensten Lösch- und Ladeeinrichtungen aufweist.

Den für die Schiffe aus einer guten mechanischen Hafenausrüstung entstehenden Vorteilen stehen ebensolche für die Häfen gegenüber. Je schneller die Schiffe am Kai abgefertigt werden, um so früher wird der Platz für ein anderes Schiff frei, umsomehr Schiffe können im Jahre an derselben Stelle abgefertigt werden, umsomehr verteilen sich infolgedessen die Ausgaben für

die Anlage und Unterhaltung der Hafeneinrichtung und um so geringer können die Gebühren gehalten werden.

Der heutige Hafen bildet gewissermaßen die Umlademaschine für den Übergang der Güter vom Seeschiffahrtweg auf die Landverkehrswege und umgekehrt; diese Maschine wird um so wirtschaftlicher und besser arbeiten, je vollkommener sie eingerichtet und betrieben wird (vergl. auch Bd. I, S. 56).

Aus diesen Gründen ist besonders in den letzten Jahrzehnten in den Häfen der Kulturstaaten ein reges Streben entstanden, die bisher verwandte teure und immer schwerer zu beschaffende Menschenkraft durch Maschinen zu ersetzen und die eigenen Lösch- und Ladeeinrichtungen der Schiffe zu ergänzen. Wenn dies in erster Linie in den großen Welthäfen geschehen ist und für deren Wettbewerb eine große Rolle spielt, so ist die Frage doch für kleinere Häfen nicht minder wichtig; durch Vervollkommnung der Ausrüstung können manche zurückgegangene Verkehrsbeziehungen wieder aufleben, kann mancher bedeutungslos gewordene Hafen wieder zu neuem Leben erwachen.

Zu beachten ist ferner, daß durch Anlage mechanischer Hafenhebezeuge die Leistung einer bestimmten Kaistrecke erheblich vergrößert werden kann, und daß diese Maßnahme im Falle der Unzulänglichkeit eines Hafens häufig schneller und billiger zum Ziel führt und zu beschaffen ist als die Vergrößerung der Kailänge.

Die Entwicklung der mechanischen Hafenausrüstung steht in engem Zusammenhang mit den Fortschritten im Maschinenbau überhaupt und im besonderen mit dem Bau von Hebezeugen. Wenn auch die bauliche Gestaltung dieser Einrichtungen und ihre Ausführung in die Hände von Sonderfachleuten gelegt werden wird, so bleibt es doch Aufgabe des Hafeningenieurs, ihre Anordnung vorzusehen, die von ihnen zu erfüllenden Bedingungen festzulegen, die für ihre Aufstellung am Hafen notwendig werdenden Einrichtungen zu treffen, sie abzunehmen und ihren Betrieb zu überwachen. Aus diesen Gründen muß der Hafeningenieur mit den Grundgedanken und der Wirkung der mechanischen Hafenausrüstung vertraut sein, ohne alle Einzelheiten zu beherrschen, um seine Pflicht erfüllen und seiner Verantwortlichkeit gerecht werden zu können.

Von diesen Gesichtspunkten aus mögen in nachfolgendem die Grundlagen der mechanischen Hafenausrüstung behandelt werden.[1])

II. Kraftquellen.

Mit der Entwicklung der Hebezeuge steht in engem Zusammenhange die Benutzung verschiedener Kraftquellen.

a) Menschenkraft.

Die Menschenkraft ist die älteste im Hafenbetrieb zur Verwendung gelangte Kraft. Auch heute noch spielt sie in kleineren, ferner namentlich in überseeischen Häfen neben den eigenen Lösch- und Ladeeinrichtungen der

[1]) Über den wirtschaftlichen Wert einer guten mechanischen Hafenausrüstung vergl. Dr. Augustin Haase, Die modernen Lösch- und Ladeeinrichtungen und ihre Bedeutung für die Seeschiffahrtbetriebe, Jena 1913. Ferner Dr.-Ing. Martin Friedrich Arndt, Untersuchungen über die Entwicklung des Hamburger Hafens, Berlin 1913.

Schiffe eine große Rolle, so z. B. in den großen nordamerikanischen Häfen, wo die vorwiegend benutzten und auf Holzpfählen errichteten Hafenzungen (Piers) die schwere Belastung durch Hebezeuge nicht tragen können und infolge des Vorherrschens bedeckter Güterwagen ein unmittelbares Beladen vom Schiffe aus unmöglich ist. Durch Menschenkraft werden die Güter vorwiegend in wagerechtem Sinne bewegt. Die Tätigkeit der Arbeiter setzt ein, nachdem die Güter durch die Winden und Ladebäume der Schiffe oder am Ufer aufgestellte Hebezeuge gehoben und auf den Kai oder beim Vorhandensein von Schuppen auf die Ladebühne abgesetzt worden sind.

Als Hilfsmittel wird hierbei der Stechkarren benutzt, mit dem die Arbeiter verhältnismäßig schwere Lasten leicht handhaben können, da die Last fast ganz auf der Achse und damit auf den Rädern ruht. Bei sehr schweren Lasten wird ein Tau an die Karre gebunden und diese von einem Mann angehoben und von einem anderen gezogen. Ein Vorzug dieser Karren besteht darin, daß sie auch schwer zugängliche Stellen erreichen können. Eine wesentliche Bedingung für ihre Anwendung ist, daß der Fußboden vollkommen eben und fest ist. Verhältnismäßig kleine Vorsprünge können für die Karren unüberwindliche Hindernisse sein.

Die Gestaltung einer Stechkarre, dieses für den Hafenbetrieb so wichtigen Gerätes, geht aus Abb. 458 hervor. Sie besteht aus zwei kräftigen, eichenen Stangen, die in Handgriffen endigen und durch Querhölzer verbunden sind. Am anderen Ende befindet sich ein aus Eisen hergestellter Arm, der etwa einen Winkel von 120° mit den Seitenstangen bildet und dazu dient, die Waren vom Boden aufzuheben und auf der Karre festzuhalten. Alle Teile sind durch Eisenbeschlag miteinander verbunden. In der Nähe der Handgriffe befinden sich ferner zwei kurze Stützen, durch die das Gestell, wenn es liegt, vom Boden so weit entfernt gehalten wird, daß die Handgriffe leicht erfaßt werden können. Zwei an einer kurzen eisernen Achse angebrachte Räder machen die Einrichtung leicht fahrbar.

Abb. 458. Stechkarre.

Sollen mit diesen Karren auch Güter in die Schiffe hinein- oder aus den Fahrzeugen herausbefördert werden, so werden Schiff und Kai durch Laufstege verbunden. Zur Überwindung stärkerer Neigungen der Laufstege werden bisweilen auch Aufzugvorrichtungen verwendet, die den Arbeiter mit seiner Karre in die Höhe befördern.

Menschenkraft findet endlich auch noch Verwendung zur Bedienung von Kränen in kleineren Häfen, wo maschineller Antrieb nicht lohnt, oder an Stellen, wo nur selten von dem betreffenden Kran Gebrauch gemacht wird.

Ihre Hauptanwendung findet Menschenkraft neben dem Kranbetrieb bei der Bewegung der Güter von den Ladebühnen in die Schuppen oder umgekehrt aus diesen heraus, soweit Stückgutverkehr in Frage kommt. Aber auch hier tritt mit zunehmender Breite der Schuppen das Bedürfnis nach maschineller Ausrüstung, etwa durch Schmalspurgleise, Hängebahnen, Förderbänder oder Rollbahnen, mehr und mehr hervor.

b) Dampfkraft.

Menschenkraft ist immer teurer und, wenn man an die häufigen Ausstände denkt, unzuverlässig.

Der Dampf bildet diejenige Kraft, die zuerst dazu diente, die menschliche Arbeit in den Häfen zu ersetzen. Ihre Verwendung bei den Hebezeugen erfolgte anfänglich (etwa 1860) in der gleichen Weise wie bei den Schiffswinden, indem durch eine meist einzylindrige, schwingende Dampfmaschine mit Hilfe von Räderübersetzungen eine Lasttrommel in Bewegung gesetzt wurde, auf welche sich die Lastkette auf- und abwickelte. Hierbei führte das oft unzuverlässige Anlaufen, die umständliche Umsteuerung zu Unzuträglichkeiten, so daß diese Form der Anwendung bald verlassen wurde. Erst als der Engländer Brown einen Dampfkran herstellte, bei dem der Dampf unmittelbar die Hebearbeit dadurch übernahm, daß er auf den Kolben eines Hubzylinders wirkte und diesen herauspreßte, erhielten die Dampfkräne eine Form, die sie brauchbar machte. Durch Anordnung eines umgekehrten Flaschenzuges wurde der Weg des Kolbens entsprechend der Anzahl der angewandten Rollen vervielfacht. Gewöhnlich wurden zwei nebeneinanderstehende, gleich große Dampfzylinder verwendet, deren Kolbenstangen gekuppelt waren. Bei einer großen Anzahl von Ausführungen wurde zwischen den beiden Dampfzylindern noch ein dritter angeordnet, dessen Kolben an dem die Kolben der Dampfzylinder verbindenden Querhaupt befestigt war. Dieser Zylinder füllte sich bei dem Heben der Dampfzylinder aus einem Behälter mit Wasser und hielt es durch ein Rückschlagventil fest. Das Senken der Last konnte erst erfolgen, wenn der Kranführer dieses Ventil öffnete. Das Wasser über dem Kolben dieses Zylinders ging durch ein freischwebendes Ventil, das bei zu starker Durchströmung sich verengte bezw. verschloß, so daß dadurch zu schnelle Hubbewegungen bei leerem Haken oder leichter Last verhindert wurden. Eine zweite, ähnlich gestaltete Dampfzylindereinrichtung bewirkte durch eine um die Mittelsäule, den Königstock, geschlungene Kette die Drehung des Kranes.

Mit diesen Einrichtungen haben Dampfkräne in fast allen größeren Hafenplätzen Eingang gefunden, vielfach sind sie auch heute noch im Betrieb.

Für die Erzeugung und Zuführung des Dampfes kommen zwei Formen in Betracht; erstens die Herstellung in einer gemeinsamen Kesselanlage und die Zuführung durch Rohrleitungen und zweitens die Erzeugung des Dampfes durch einen besonderen Kessel am Hebezeug selbst.

Im ersteren Falle kann der Dampf billiger erzeugt werden, auch ist es möglich, mit weniger Dampf auszukommen, da die Betriebspausen der verschiedenen, von dem gemeinsamen Kessel abhängigen Kräne sich zum Teil mit den Betriebszeiten anderer Kräne überdecken, ferner wird weniger überschüssiger Dampf gehalten als bei Einzelanlagen. Als Nachteile treten dann aber die Kosten der Rohrleitungen und vor allem die großen Kondensationsverluste auf. Gleichzeitig geht die Unabhängigkeit und Selbständigkeit der einzelnen Kraftverwendungstellen völlig verloren. Bei etwaigen Betriebsstörungen in der gemeinsamen Kesselanlage stehen alle Kräne still.

Im anderen Falle entsteht der Nachteil, daß bei jedem Betriebsbeginn zunächst eine gewisse Zeit erforderlich ist, um die Kessel anzuheizen und um

den Betriebsdruck zu erreichen. Die Kräne sind daher nicht jederzeit verwendungsbereit. Ferner ist zur Zeit des Kranstillstandes stets überschüssiger Dampf und Druck vorhanden. Dafür besteht aber der Vorteil, daß jede mit Dampf betriebene Krananlage gänzlich unabhängig ist. Mit der Erzeugung des Dampfes an der Verwendungstelle wächst infolge der vielen Feuerstellen die Feuersgefahr, auch tritt eine starke Belästigung durch Geräusch, durch Rauch und den ausströmenden Dampf ein. Die Bedienung der Dampfkessel und -kräne erfordert ferner eine gelernte Bedienungsmannschaft und ist mit den durch die Verwendung des Dampfes hervorgerufenen Gefahren verknüpft.

Vorstehend geschilderte Umstände haben dazu geführt, daß Dampfkrananlagen mit gemeinsamer Versorgung nur selten und in geringem Umfange zur Verwendung gelangt sind; im Gegensatz dazu sind aber Dampfkräne mit eigenem Kessel sehr viel verwendet worden und bestehen auch heute noch, wo ihre besonderen Vorzüge sich geltend machen. Sie sind geeignet für kleine Hafenanlagen, wo nur wenige Kräne zeitweise gebraucht werden, ferner für entlegene Punkte großer Häfen und endlich ganz besonders für Schwimmkräne.

c) Druckwasser.

Ein gefährlicher Gegner war den Dampfkränen schon frühzeitig in den durch Druckwasser betriebenen Kränen entstanden. (Der erste hydraulische Kran wurde durch die Firma Armstrong im Jahre 1846 in Newcastle-on-Tyne aufgestellt und an die städtische Wasserleitung angeschlossen.) Das Druckwasser wird in einer gemeinsamen Druckpumpenanlage erzeugt und durch Rohrleitungen in Kanälen den Verwendungstellen zugeführt. Von der Hauptleitung kann an den vorgesehenen Anschlußstellen durch bewegliche Rohrstücke, Gelenkrohre oder gepanzerte Schläuche, Druckwasser abgenommen und den Hebeanlagen zugeführt werden. Die Heranziehung des Druckwassers zur Arbeit erfolgt in der gleichen Weise wie bei den Dampfkränen, indem das Wasser auf den Kolben des Hubzylinders wirkt, diesen heraustreibt, wobei der Hub durch Rollenübersetzung nach Art des umgekehrten Flaschenzuges vergrößert wird. Rechnet man mit einer Hubhöhe von 12 bis zu 20 m, so gebraucht man bei Annahme von 2,0 bis 2,5 m langen Zylindern sechs bezw. acht Rollen. Die zur Hebung der Last benötigte Kraft muß dementsprechend ebenfalls sechs- bezw. achtmal so groß sein als die Last. Die Drehung der Kräne geschieht durch zwei weitere Druckzylinder, die durch eine um die Mittelsäule geschlungene Kette verbunden sind.

Die Vorteile der Druckwasserkräne bestehen darin, daß die Kraft infolge ihrer Erzeugung an einer einzigen Stelle durch große Maschinen und durch wenig Bedienung billig hergestellt werden kann, daß sie ferner jederzeit ohne jede Vorbereitung zur Verfügung steht und daß ferner keine Verluste entstehen, abgesehen von Undichtigkeiten in den Leitungen, wenn die Krane stillstehen, also keine Kraft gebraucht wird.

Die Druckwasserhebezeuge sind ferner leicht durch ungelernte Arbeiter zu bedienen und zu beherrschen, sie gestatten ein rasches und betriebsicheres Arbeiten, das mit Geräuschen oder Gefahren nicht verknüpft ist. Bei ihrer Verwendung besteht nicht nur keinerlei Feuersgefahr, sondern es stellt das

Druckwasser vielmehr eine jederzeit zur Verfügung stehende Kraftquelle zur Betätigung von Löschvorrichtungen nach Art der Wasserstrahlpumpen dar.

Die leichte Handhabung der Druckwasserhebezeuge kann bei Ausständen eine große wirtschaftliche Rolle spielen, wenn es sich darum handelt, Ersatzmannschaften einzustellen.

Diesen großen Vorzügen, die der Hafenausrüstung mit Druckwasseranlagen eine große Verbreitung und Beliebtheit verschafft haben, stehen einige Nachteile gegenüber. Diese bestehen zunächst in der Zuleitung des Wassers durch Rohrleitungen, deren Dichthaltung, da in der Regel mit einem Betriebsdruck von 50 Atm. zu rechnen ist, besondere Sorgfalt erfordert. Um ferner die Gefahr des Einfrierens zu beseitigen, müssen die Rohrleitungen in besonderen Kanälen untergebracht werden, wodurch vermehrte Kosten bei den Kaimauern entstehen. Der Unterbringung der Rohrleitungen muß bei frisch geschüttetem Boden besondere Sorgfalt zugewendet werden, da sonst infolge von Versackungen leicht Rohrundichtigkeiten oder Rohrbrüche eintreten können. Infolge der Verbindung der Kräne mit der Druckleitung durch Schläuche oder Gelenkrohre ist die Fahrbarkeit mit Umständen verknüpft und weniger leicht zu bewirken als bei anderen Kränen.

Die Frostgefahr besteht ebenso an den Verwendungstellen. Dieser Übelstand spielt in wärmeren Gegenden naturgemäß keine Rolle und fällt nur in kälteren Zonen ins Gewicht. Die mit der Frostgefahr verbundenen Schwierigkeiten sind aber bei zweckentsprechenden Einrichtungen nicht so bedeutend, daß sie für Orte der gemäßigten Zonen erheblich ins Gewicht fallen. So befinden sich heute noch in Bremen, in Stettin und in sehr vielen Häfen Englands und Frankreichs ausgedehnte Druckwasserhafenausrüstungen, an deren Abänderung nicht gedacht wird.

Man begegnet der Frostgefahr durch Vorwärmung des Wassers im Maschinenhaus mittels Kondenswassers auf etwa 30° C. und sorgt durch Wärmeschutzumhüllungen bei den Rohrleitungen gegen größere Wärmeverluste. Durch diese Maßnahmen hat man sowohl in Stettin als auch in Bremen erreicht, daß selbst bei strenger Kälte das Wasser die Kräne nach vollbrachter Arbeit noch mit 6 bis 10° C. Wärme verläßt.[1]) In den Rohrleitungen müssen der Wärmeschwankungen wegen in angemessenen Abständen Ausdehnungsvorrichtungen vorgesehen werden. Als weiterer Schutz gegen Frostgefahr dient an den Hebezeugen selbst die Herstellung der Möglichkeit, die Apparate leicht und vollkommen entwässern zu können. Gleichzeitig wird die Einrichtung häufig so getroffen, daß beim Ausschalten eines Kranes durch ein besonderes Ventil eine Verbindung zwischen Druck- und Rückleitung geöffnet wird, so daß ein steter Umlauf das Wasser in Bewegung erhält. Auch läßt sich für die erforderliche Erwärmung leicht durch den für die Heizung des Führerstandes erforderlichen Ofen sorgen. Erwähnt werden mag noch der Zusatz von chemischen Mitteln, wie z. B. von Glyzerin, zu dem Wasser, um den Gefrierpunkt herabzusetzen. Im großen und ganzen ist für die Orte der gemäßigten Zone die Frostgefahr bei Druckwasseranlagen bei sachgemäßer Ausführung und Behandlung nicht als unüberwindliches Hindernis anzusehen.

[1]) C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen, Berlin 1912, S. 389.

Ein anderer Nachteil der Druckwasserhebezeuge besteht darin, daß, da Druck- und Kolbenquerschnitt immer die gleichen sind, die arbeitende Kraft ebenfalls stets gleiche Größe hat, gleichgültig, wie groß die zu hebende Last ist. Bei den ältesten Anlagen wurde bei jedem Hub eine Zylinderfüllung an Wasser verbraucht unabhängig davon, ob eine große oder eine kleine Last zu bewegen war. Infolgedessen arbeiteten diese Maschinen unwirtschaftlich. Dieser Übelstand wurde dadurch vermieden, daß man die Kolben hohl herstellte, wie Abb. 459 zeigt, und die Ausbohrung so groß machte, daß ihr Querschnitt $^1/_3$ des Kolbenquerschnitts betrug. In das Innere des Kolbens wird ein besonderes Zuführungsrohr *C* eingeführt, das in Höhe der Stopfbüchse des Zylinders *A* gegen die inneren Kolbenwandungen abgedichtet ist. Wird nun das Druckwasser durch dieses Rohr in den Hohlraum *B* des Kolbens geleitet, so wirkt es nur auf ein Drittel der Kolbenfläche. Leitet man dagegen das Wasser nur in den Hauptzylinder *A*, so wirkt es nur auf den ringförmigen Teil des Kolbens, mithin auf $^2/_3$ der Kolbenfläche. Läßt man endlich das Druckwasser in beide Räume gleichzeitig eintreten, so wird die ganze Kolbenfläche getroffen. Durch diese Einrichtung erhält man eine dreifache Abstufung der Hebekraft des Kranes und damit auch des Wasserverbrauchs. Die Steuerung ist so eingerichtet, daß die richtige Einstellung der Hebekraft ohne Zutun des Kranführers erfolgt.

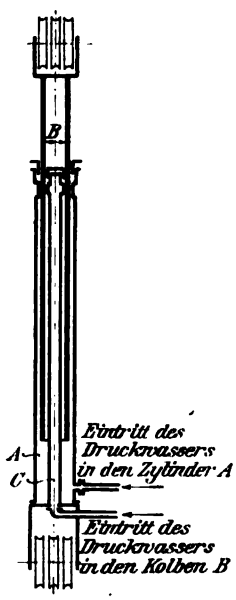


Abb. 459. Dreistufiger Druckwasserzylinder.

Bei dem Senken der Last wird das Druckwasser abgesperrt und der Hebezylinder mit der Rücklaufleitung in Verbindung gebracht, der Kolben drückt dann das Wasser aus dem Zylinder heraus. Durch Sperrung des Wasserabflusses kann die sinkende Last an jeder Stelle leicht festgehalten werden. Um heftige Stöße zu vermeiden, sind besondere Stoßventile vorgesehen. Die Steuerung erfolgt bei den neueren Kränen durch Ventile, nicht mehr wie früher durch die schwerer dicht zu haltenden Schieber.

An Stelle der geschilderten Anordnung, die infolge der inneren Dichtung Unbequemlichkeiten im Gefolge hat, sind bei den neueren Druckwasserkränen zur Erreichung von drei Kraftstufen drei Hubzylinder nebeneinander gestellt worden, deren Kolben durch ein gemeinsames Querhaupt verbunden sind (vergl. Abb. 473). Die Kolben der beiden äußeren Zylinder haben zusammen einen halb so großen Querschnitt als der mittlere. Gelangt das Druckwasser nur in die äußeren Zylinder, so entsteht $^1/_3$, kommt es nur in den mittleren, so entstehen $^2/_3$ der Kraft, die man erhält, wenn das Druckwasser in allen drei Zylindern wirkt.

Bei sehr vielen, namentlich in französischen Häfen aufgestellten, Kränen, hat man sich mit einer zweifachen Kraftabstufung begnügt. Diese wird dadurch bewirkt, daß Einrichtungen getroffen werden, die das Druckwasser sowohl über und unterhalb des Kolbens als auch nur unterhalb desselben eintreten lassen Im ersteren Falle ergibt sich eine im Verhältnis des Querschnitts der

Kolbenstange zum Kolben verringerte Wirkung, da nur der Unterschied der auf beiden Seiten wirkenden Druckkräfte zur Äußerung kommt; im zweiten Falle, in dem das Druckwasser nur unter dem Kolben wirkt und der Raum darüber mit der Ableitung in Verbindung, also nicht unter Druck steht, wird die volle von dem Durchmesser des Kolbens und dem Druck des Wassers abhängende Kraft wirksam.

Durch die beschriebenen Einrichtungen wird eine erhebliche Druckwasserersparnis erreicht und die Wirtschaftlichkeit der Druckwasserhebezeuge so gehoben, daß sie erfolgreich mit jeder anderen Kraftquelle in Wettbewerb treten können. Die Bedienung der Hebezeuge ist außerordentlich einfach, da für die Hebe- und Drehvorrichtung nur je ein Hebel gebraucht wird, sie beschränkt sich also auf die Handhabung dieser beiden Hebel, so daß der Kranführer seine volle Aufmerksamkeit den Bewegungen der Last zuwenden kann.

Endlich sei noch hervorgehoben, daß mit der Pumpenanlage stets ein Kraftsammler, der aus einem belasteten Kolben etwa nach Abb. 460 besteht, verbunden ist. In dem zugehörigen Zylinder läßt sich ein gewisser Vorrat von Druckwasser aufspeichern, der bei starkem Betrieb neben den Leistungen der Pumpen zur Verfügung steht, so daß die Betriebsmaschinen im allgemeinen kleiner angelegt werden können als es der größte Kraftbedarf erfordert, da sie in den stets eintretenden Betriebspausen Zeit gewinnen, den Sammler wieder in die Höhe zu pumpen. In der Regel werden mit dem Kraftsammler Hebel verbunden, welche die Pumpen abstellen, wenn der Kraftsammler seine höchste Stellung erreicht hat und sie selbsttätig wieder einrücken, wenn er bis zu einer bestimmten Grenze herabgesunken ist. Bei ausgedehnten Druckwasseranlagen werden häufig außer dem Hauptkraftsammler mehrere nebengeordnete aufgestellt, die den Wasserbedarf in den einzelnen Verwendungsgruppen decken und ausgleichen sowie die Wassergeschwindigkeit in den Hauptrohrleitungen und den damit verbundenen Kraftverlust verringern.

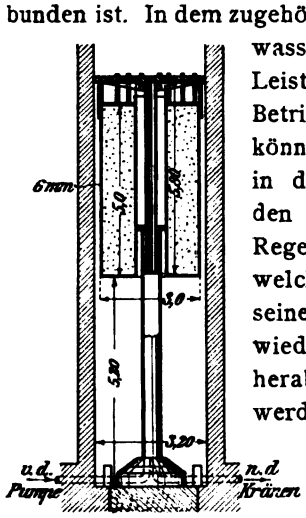


Abb. 460.
Druckwasserkraftsammler.

Die Anwendung des Druckwasserantriebes ist von den am Ufer tätigen Hebezeugen wegen seiner Feuersicherheit auch auf andere Anlagen, besonders aber auf die Speicher und Lagerhäuser ausgedehnt worden.

An Sicherheitsvorrichtungen werden in der Regel angeordnet neben dem Kraftsammler ein Sicherheitskolben, der den Dampf absperrt im Falle eines Rohrbruchs in der Druckleitung, ein Ventil, das dem Druckwasser zu entweichen gestattet, wenn der Sammler zu hoch steigt, und eine selbsttätige Fangvorrichtung, die verhindert, daß der Sammler bei einem Rohrbruch herunterfällt.

d) Elektrizität.

Die Elektrizität stellt die jüngste unter den im Hafenbetrieb verwendeten Kraftquellen dar, die in wenigen Jahren eine fast allgemeine Anwendung erfahren hat und für Neuanlagen fast nur noch in Betracht kommt.

Die Einrichtung eines gemeinsamen Kraftwerkes teilt die Elektrizität mit dem Druckwasser, hinzu kommt aber noch, daß der erzeugte Strom auch neben dem Kranbetrieb anderen Verbrauchern zugute kommt und daß besonders von demselben Kraftwerk aus die Beleuchtung der Hafenanlagen versehen werden kann. Die elektrische Kraft gewährt eine einfache Bauweise der Kräne, sehr sauberen Betrieb und wie das Druckwasser einen hohen Wirkungsgrad. Ein Hauptvorzug der elektrischen Hebezeuge besteht in der einfachen, billigen und betriebssicheren Kraftzuführung, die begehbare Kanäle, wie bei dem Druckwasser, entbehrlich macht. Dadurch werden auch der Fahrbarkeit der Kräne günstige Bedingungen bereitet, indem sie durch einen Gleitschuh immer mit der Kraftleitung in Verbindung bleiben. Die Leitungen sind ferner unempfindlich gegen Wind und Wetter, lassen sich leicht auf beliebige Entfernungen und Höhen erstrecken nnd ermöglichen in einfacher Weise Anschlüsse, Abzweigungen, Erweiterungen, Umänderungen usw. Eine Gefahr des Bruches bei etwaigen Sackungen in frisch geschüttetem Erdreich besteht nicht.

Elektrische Apparate sind jederzeit betriebsbereit, nehmen nur wenig Platz ein, so daß sie klare, übersichtliche Einrichtungen gestatten, vermeiden die mit Dampf verbundene Belästigung durch Rauch, Dampf und Geräusch und sind bei guter Ausführung ebenfalls als feuersicher anzusehen.

Als Nachteil der Elektrizität muß erwähnt werden, daß die eigentlichen elektrischen Maschinen verwickelter als die für Dampf und Druckwasser sind, daß die Bedienung nicht ganz ungelernten Leuten überlassen werden kann, daß die Bewegungen nicht so glatt vor sich gehen und so leicht zu beherrschen sind wie bei Druckwasser und daß die einzelnen Hebezeuge nicht so unabhängig sind und einen so unmittelbaren Kraftangriff besitzen wie bei Dampf.

Die Verwendung der durch die elektrischen Motoren erzeugten Kraft erfolgt, um ihre hohe Geschwindigkeit herabzusetzen, durch Räderübersetzungen. Zur Anwendung gelangt, als für den Kranbetrieb besonders geeignet, von den verschiedenen Stromarten vorwiegend der Gleichstrom, weil die Gleichstrom-Serienmotoren mit den zugehörigen Anlassern sich in weiten Grenzen selbsttätig den verschiedenen zu fördernden Lasten anpassen und in bezug auf die Geschwindigkeit regelbar sind. Zur Aufstellung gelangen bei den Kränen gewöhnlich getrennte Motoren für das Heben und Drehen. Bisweilen wird bei Kränen, die einen verstellbaren Ausleger besitzen, noch ein dritter Motor hinzugefügt. Die Anwendung anderer Stromarten, wie einphasigen Wechsel- oder Drehstromes, ist seltener.

Bei den Kränen erfolgt die Bedienung des Hub- und Schwenkmotors durch je einen einzigen Steuerungshebel durch Vorwärts- oder Rückwärtslegen. Das Senken geschieht ohne Motor durch Handhabung einer Handbremse mit der anderen Hand. Die Bremse ist für gewöhnlich durch ein Gewicht angezogen, erst wenn Strom in einen Motor geschickt wird, lüftet sie sich selbsttätig durch einen Brems-Elektromagneten an, so daß die Bewegung vor sich gehen kann. Der Kranführer ist aber jederzeit durch Anziehen des Handhebels imstande, die Bewegung zu beeinflussen. Das Senken bewirkt er durch einfaches Anheben der Bremshebel.

Das Drehen der Kräne erfolgt von dem Drehmotor aus, in der Regel durch ein wagerecht gelagertes Schneckengetriebe. Die Bremsung wird durch einen mit dem Fuße zu bedienenden Hebel bewirkt.

Gegenüber den Druckwasserkränen ist bei den elektrischen mithin ein Hebel mehr zu bedienen, was aber, wie die Erfahrung gelehrt hat, zu keinen Unzuträglichkeiten führt.

Die Verwendung des Gleichstromes bietet den Vorteil, daß in dem Kraftwerk eine Sammlerbatterie angelegt werden kann, die zum Ausgleich von Stromstößen dient, die überschüssige Kraft aufsammelt und imstande ist, in Zeiten geringen Betriebes, besonders während der Nacht, die Kraftversorgung allein zu übernehmen. Durch diese Maßnahme wird die Wirtschaftlichkeit der Anlage infolge gleichmäßiger und besserer Ausnutzung der stromerzeugenden Maschinen bedeutend erhöht.

Als Sicherheitseinrichtungen werden solche elektrischer und mechanischer Art vorgesehen. Erstere sind sogenannte Maximalausschalter, die eingreifen, wenn der Strom zu stark wird, letztere, die seltener zur Anwendung gelangen, begrenzen die Kraft, indem sie den Motor verhindern, eine zu große Last zu heben oder zu arbeiten, wenn ein Bewegungshindernis eintritt.

Die Frage, ob Druckwasser oder Elektrizität für den Betrieb der Hafenhebezeuge die beste Kraftquelle ist, wird vielfach behandelt. Während die ersten elektrischen Kräne weniger befriedigten, haben die neueren doch eine solche Vervollkommnung erfahren, daß man heute sagen kann, für Neuanlagen kommen nur elektrische Betriebsanlagen in Betracht. Dagegen liegt eine Notwendigkeit zum Umbau von Druckwasseranlagen nicht vor, zweifelhaft kann es nur sein, ob bei erheblichen Erweiterungen von Häfen mit Druckwasserbetrieb eine Vergrößerung der bestehenden Anlagen oder die Einführung der Elektrizität für den neuen Teil vorgenommen werden soll.

Die zeitgemäßere Betriebskraft, die eine große Menge Vorteile auf anderem Gebiet besitzt, ist jedenfalls die Elektrizität. Sie hat in der Wirtschaftlichkeit die Druckwasseranlagen in den meisten Fällen völlig erreicht, doch sind solche Vergleiche, wie sie mehrfach vorgenommen und bekanntgegeben sind, mit Vorsicht aufzunehmen, da selten ein wirklich vollkommener Vergleich bei völliger Gleichheit aller in Betracht zu ziehenden Umstände möglich ist. Näheres über derartige Vergleiche ist an den unten verzeichneten Stellen zu finden.[1])

e) Press- oder Saugeluft.

Die Preßluft kann ebenso wie das Druckwasser in Kraftwerken hergestellt und durch Leitungen den einzelnen Verbrauchstellen zugeführt werden, doch eignet sie sich zur Fortleitung größerer Kräfte weniger infolge der Verluste, die durch Wärmeerzeugung bei dem Zusammenpressen und durch Kälteerzeugung bei der Ausdehnung entstehen. Auch ist es schwierig, undicht gewordene Stellen der Leitungen aufzufinden; infolgedessen sind die Leitungsverluste größer als bei Druckwasser. Die Anwendung der Preßluft beschränkt sich

[1]) Le Génie civil 1907, II., S. 209 u. 229. — C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen, Berlin 1912, S. 386. — Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 3. Teil, 11. Bd., S. 117.

daher im Hafenbetrieb auf kleinere Bezirke, ist aber in diesen, z. B. auf den Werften zum Betriebe der Niethämmer, Meißel, Bohrer usw., von großem Werte. Auch Schwimmdocks werden häufig mit Preßluftanlagen versehen, um die bei der Ausbesserung der Schiffe erforderlichen Werkzeuge zu betreiben, zu denen z. B. auch die Sandstrahlgebläse zum Entfernen alter Anstriche gehören.

Einen größeren Umfang hat dagegen die Verwendung von verdünnter Luft zur Beförderung von Körnerfrüchten angenommen, wie sie weiterhin bei den Saugeluft-Getreidehebern beschrieben werden wird. Die Beförderung des Getreides mit Saugeluft stellt sich allerdings wirtschaftlich weniger günstig als die durch andere Fördereinrichtungen, wie Becherwerke und Förderbänder, sie hat aber andere Vorzüge, die der Anwendung der Saugeluft zu größerer Verbreitung verholfen haben. Zu diesen gehört vornehmlich, daß die das Getreide aufnehmenden oder ausschüttenden Saugerohre biegsam gestaltet und infolgedessen in den Schiffsraum an jede Stelle geführt werden können, so daß die bei anderen Hebevorrichtungen erforderliche Trimmarbeit durch Menschenhand fast ganz fortfällt. Da die Bewegung des Getreides in geschlossenen Rohrleitungen stattfindet, so ist es auf dem ganzen Wege für jedermann unzugänglich und ferner allen Witterungseinflüssen entzogen; die Leitungen können leicht in die Erde gelegt oder auf Stützen geführt werden, wozu andere Vorrichtungen kostspielige Kanäle oder auf Gerüste gestellte, überdeckte Gänge erfordern. Endlich lassen sich mit den Rohrleitungen Richtungsänderungen ohne Schwierigkeiten bewirken.

f) Gaskraft.

Die Gaskraftmaschinen haben ebenfalls in neuerer Zeit eine bedeutende Entwicklung durchgemacht, die sie außerordentlich vielseitig verwendbar machen. Ihre Anwendung bei der Hafenausrüstung kommt jedoch nur für Einzelmaschinen in Frage, die an entlegenen Orten oder vereinzelt zur Aufstellung gelangen oder selten in Betrieb genommen werden. Sie stehen in bezug auf ihre Verwendbarkeit im Hafenbetrieb etwa auf gleicher Stufe mit den Dampfmaschinen, denen gegenüber sie aber den Vorzug besitzen, daß sie nur einen kleinen Raum einnehmen, daß sie in kurzer Zeit ohne Anheizen eines Kessels in Betrieb genommen und daß sie während längerer Betriebspausen leicht abgestellt werden können und dann keine Betriebsstoffe verbrauchen. Ihre Wirtschaftlichkeit hat durch die in neuerer Zeit möglich gewordene Verwendung von Rohölen sehr gewonnen. Ein Nachteil ist ihre große Umlaufgeschwindigkeit, ferner daß sie nicht von selbst anspringen und sich nur in einer Richtung bewegen, so daß dadurch kraftverzehrende Radübersetzungen und Wechselgetriebe erforderlich werden.

Die Anwendung der Gaskraftmotoren wird daher bei der Hafenausrüstung nur eine beschränkte bleiben, besonders in Betracht können sie vielleicht bei Schwimmkränen kommen.

III. Hafenkräne.

a) Die verschiedenen Kranarten.

Den wichtigsten Teil der mechanischen Hafenausrüstung bilden die Hafenkräne. Die Kräne kennzeichnen sich als Hebevorrichtungen, die eine Last an-

heben, im Kreise herumschwenken und wieder absetzen. Bei den Kränen erfolgt demnach ein großer Teil der Bewegung in wagerechtem Sinne, im Gegensatz zu den Aufzügen, wo dies nur in lotrechtem Sinne geschieht. Durch die kreisbogenförmige, wagerechte Bewegung gelangt die Last auf einem Umwege an ihren Bestimmungsort, im Gegensatz zu den späterhinzu behandelnden Massenförderanlagen, bei denen die Last auf dem kürzesten, geradlinigen Wege bewegt wird.

Man unterscheidet feststehende, fahrbare und schwimmende Kräne, ferner solche, die einen vollen Kreis oder nur einen Teil davon beschreiben können. Die Auslegerweite kann fest oder verstellbar sein.

Nach dem Ort der Aufstellung bezeichnet man die Kräne als Kaikräne, wenn sie sich am Ufer befinden, als Dachkräne, wenn sie auf den Dächern von dicht am Kai stehenden Schuppen angebracht sind, als Wandkräne, wenn sie an der Wand eines Schuppens oder eines Speichers befestigt sind.

Eine besondere Gruppe bilden endlich die Schwerlastkräne, die lediglich zum Heben außergewöhnlich großer Lasten dienen.

Eine weitere Benennung erfolgt noch nach der Art der angewandten Betriebskraft, indem man Dampf-, Druckwasser-, elektrische usw. Kräne unterscheidet.

Die im Hafenbetrieb verwendeten Kräne sind fast alle drehbar und kennzeichnen sich ferner als Auslegerkräne. Sie setzen sich zusammen aus dem Ausleger, der mit fester oder veränderlicher Ausladung versehen sein kann und der Unterstützung desselben. Beide müssen bei drehbaren Kränen so gelagert sein, daß sie sich gegeneinander bewegen können. Die Ausleger gehen entweder von einer Säule aus und werden, wenn sie von ihrem Kopf anfangen, durch einer Strebe abgestützt und wenn sie am Fußpunkt der Säule beginnen, durch ein Zugband gehalten oder sie bestehen aus einem gebogenen Blechträger, der alle diese Teile in sich vereinigt. In neuerer Zeit werden die Ausleger vielfach aus Eisenfachwerk gebildet, so daß die einzelnen Teile, Ausleger, Streben oder Zugband und Säule, in das Fachwerk aufgehen.

Nach der Anordnung der Stützung der Kräne, die in verschiedener Weise möglich ist, findet endlich noch eine wichtige Unterscheidung statt, für die viele der weiterhin folgenden Beispiele kennzeichnend sind.

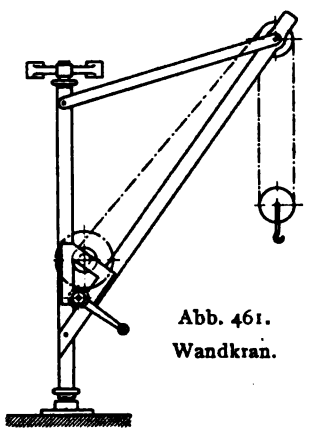
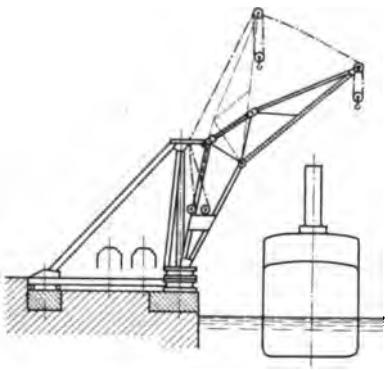


Abb. 461. Wandkran.

Erfolgt die Stützung der Kransäule durch ein oberes und unteres Lager, so erhält man, wenn die Lager z. B. an einer Gebäudewand angebracht sind, einen Wandkran (Abb. 461), wie sie an den Wänden der Schuppen und Speicher vielfach vorkommen. Wird das obere Lager bei einer Aufstellung im Freien durch zwei Streben gehalten, so entsteht ein sogenannter Derrickkran (Abb. 462), eine Form, die für Werftkräne früher mehrfach Verwendung fand.

Die Stützung kann ferner stattfinden durch eine feste, lotrecht stehende, in einer verankerten Grundplatte befestigte Säule, deren oberes Ende ein Lager der Kransäule trägt und deren unteres Ende ringförmig von dem Kran umfaßt wird, dann entsteht eine Kranform, die bei feststehenden kleineren Uferkränen (Abb. 463) unbedeutender Häfen Anwendung findet. In der gleichen Weise kann ein Ausleger aus einem Blechbalken oder einem Fachwerkgerüst gestützt werden. Wird die stützende Säule sehr hoch, so entsteht der Turmdrehkran (Abb. 467) oder der Glockenkran (Abb. 492).

Eine weitere Art der Unterstützung geschieht dadurch, daß die Kransäule in



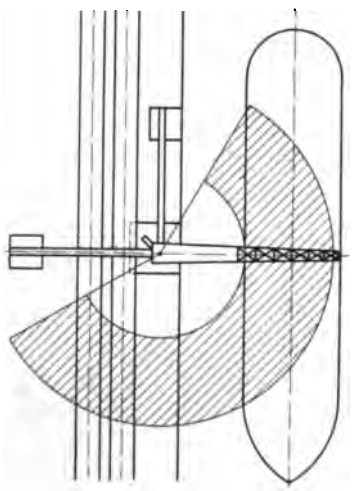


Abb. 462. Grundriß und Aufriß eines Derrickkranes.

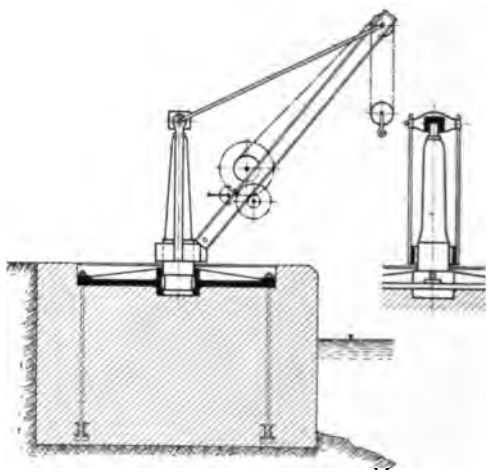


Abb. 463. Uferkran mit feststehender Säule.

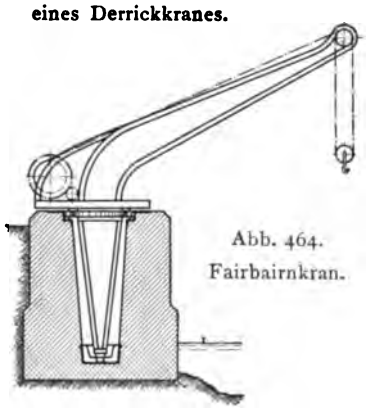


Abb. 464. Fairbairnkran.

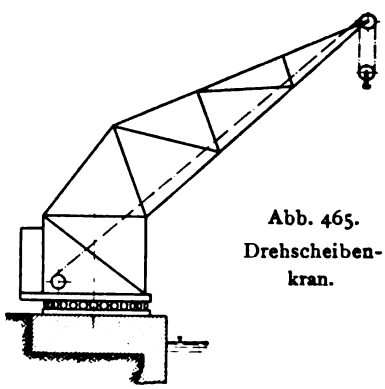


Abb. 465. Drehscheibenkran.

einen Schacht des Grundmauerwerkes geführt wird, wobei sie sich unten auf ein Spurlager und am oberen Rande des Schachtes gegen einen Rollenkranz stützt, dann erhält man die Gestalt der Fairbairnkräne (Abb. 464).

In neuerer Zeit wird an Stelle des tiefen Schachtes ein hochstehendes Fachwerkgerüst verwendet, dann entsteht der als Schwerlastkran später durch Abb. 491 erläuterte Hammerkran.

Endlich kann der ganze Kran von einer Drehscheibe getragen werden, wobei das Gesamtgewicht durch Gegengewichte so verteilt wird, daß es stets durch die Drehachse geht, dann bekommt man den in neuerer Zeit bei den Hafenkränen vielfach ausgeführten Drehscheibenkran (Abb. 465).

b) Feststehende oder fahrbare Einzelkräne.

Selbst in den kleinsten Häfen ist das Bedürfnis vorhanden, sich zum Heben zeitweilig vorkommender schwerer Lasten maschineller Hebezeuge zu bedienen. Zu dem Zweck werden an geeigneten, besonders den größten im Hafen verkehrenden Schiffen zugänglichen Stellen Kräne aufgestellt, deren Tragfähigkeit je nach den örtlichen Verhältnissen von 3, 5, 10, bis 30, ja 50 t schwankt. In der Regel sind diese Kräne, von denen häufig nur einer im Hafen vorkommt, feststehend und für Handbetrieb eingerichtet. Wie schon erwähnt, kann auch Gasantrieb oder Elektrizität Verwendung finden.

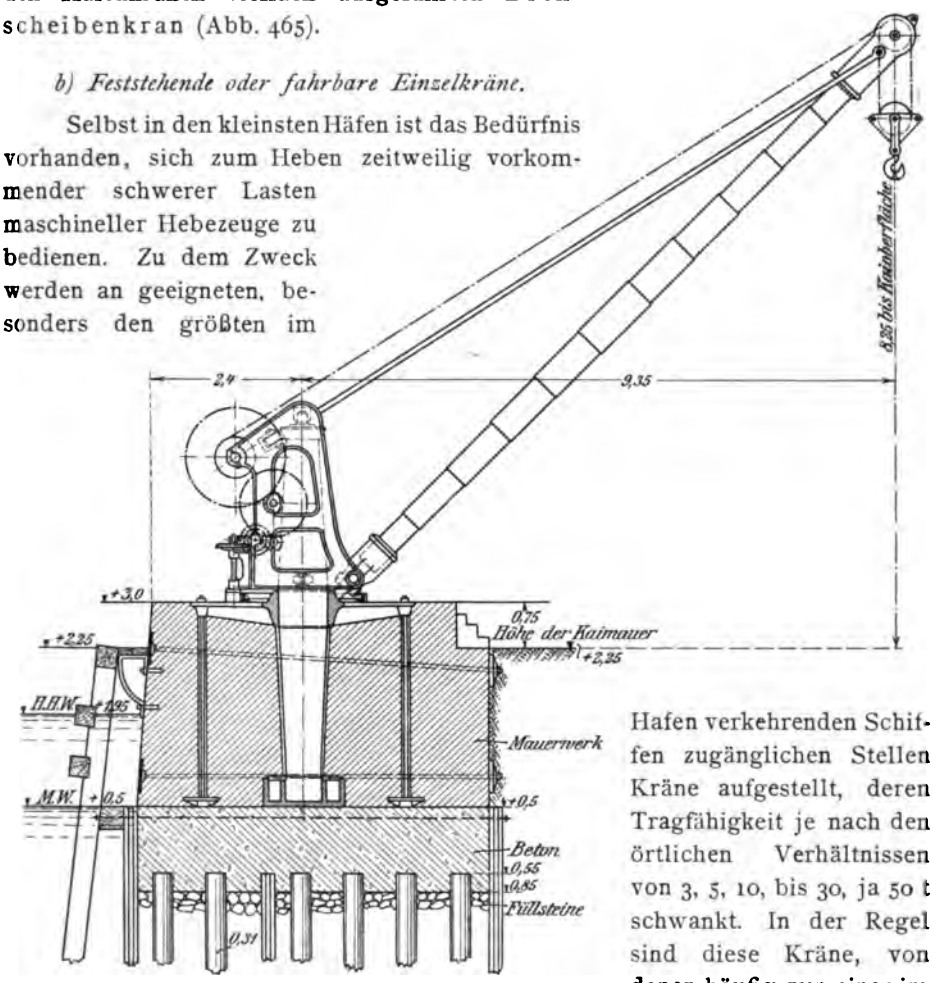


Abb. 466.
Feststehender Einzelkran am Süder-Ballastplatz in Memel.

Ein solcher Kran befindet sich z. B. an der Kaimauer des Süder-Ballastplatzes in Memel für 12,5 t Tragfähigkeit (Abb. 466). Seiner Bauart nach ist der Kran ein Auslegerkran mit feststehender, in einem Mauerwerksklotz verankerter Säule, die oben ein Lager trägt und unten durch ein Ringlager umfaßt wird. Der aus einem genieteten Rohr gebildete Ausleger

stützt sich gegen den Fußpunkt des Kranes und wird durch zwei obere Zugbänder gehalten. Das Heben der Last erfolgt durch ein mit der Hand betriebenes Rädervorgelege. Für die Drehung dient ein besonderes Vorgelege, das in einen am Fundament angebrachten Zahnkranz eingreift. Die Hubhöhe

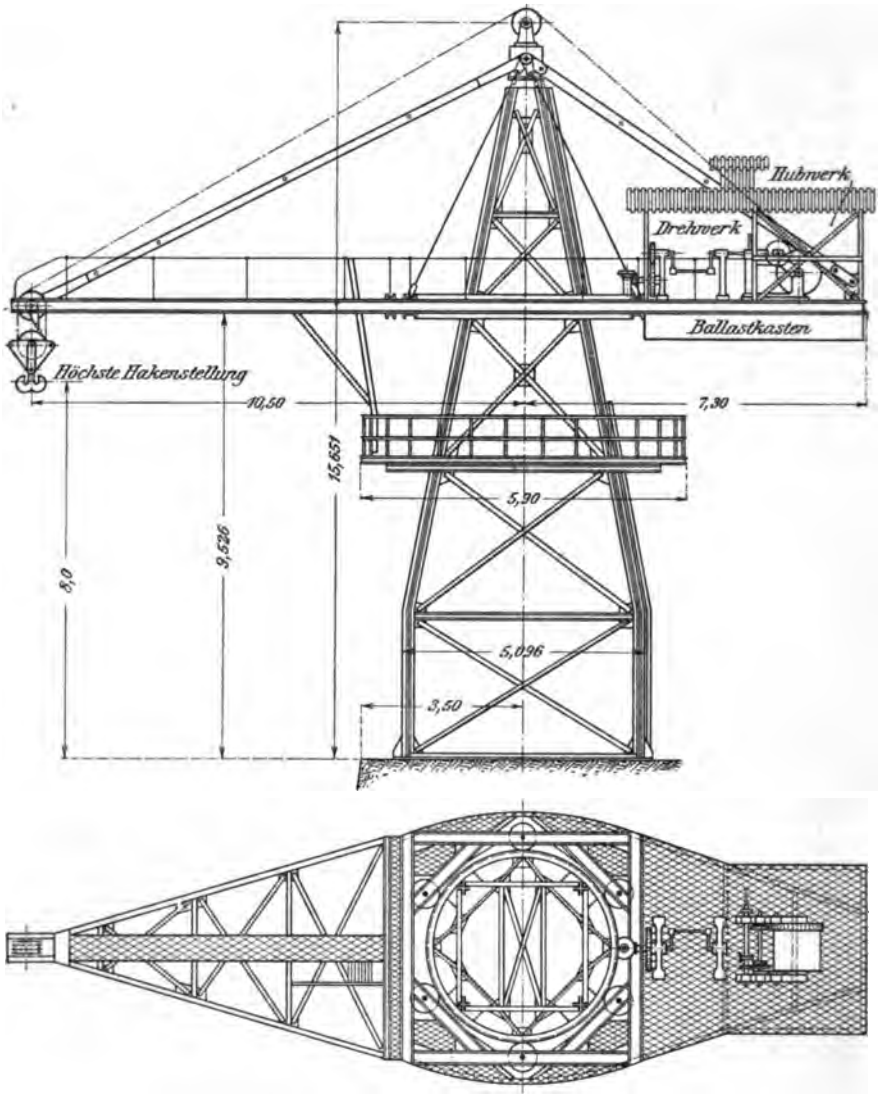


Abb. 467.

Feststehender Turmdrehkran am neuen Packhof in Königsberg.

über Kaimaueroberkante beträgt 7,5 m, die Auslegerweite von der Drehachse an gerechnet 9,35 m, davon sind nutzbar, von der Vorderkante des Holmes der Gordungswand an gerechnet, 6,15 m.

Ein anderes, neueres Beispiel zeigt Abb. 467 von der Kaimauer vor dem neuen Packhof in Königsberg. Der Kran besitzt eine Tragfähigkeit von 25 t und ist wie der vorstehende für Handantrieb eingerichtet. Seiner Form

nach gehört er zu den oben erwähnten Turmdrehkranen. Die feste Drehsäule besteht aus einem pyramidenförmigen Eisenfachwerk, dessen Spitze das Gesamtgewicht des Kranes trägt. In Höhe des wagerechten Auslegers ist ein die Pyramide umfassendes Ringlager angebracht, das die zweite Stütze für den Kran bildet. Das Gewicht des Auslegers und der Last wird durch das Hub- und Drehwerk und ein Gegengewicht ausgeglichen.

Die höchste Hakenstellung über der Kaifläche beträgt 8,0 m, die nutzbare Auslegerweite 7,0 m. Ein ähnlich gebauter, aber fahrbarer Kran von 3 t Tragfähigkeit mit elektrischem Antrieb befindet sich an der gleichen Uferstrecke.

c) Fahrbare Kaikräne.

Die feststehenden Kräne haben den Nachteil, daß die Schiffe zu ihnen verholen müssen, um von ihnen Gebrauch zu machen. Das spielt in kleinen Häfen, wo die Kräne selten benutzt werden, eine geringere Rolle als in größeren, wo von ihnen regelmäßig Gebrauch gemacht wird.

Aus diesem Grunde sind bei den meisten Häfen von Bedeutung die am Ufer aufgestellten Kräne fahrbar gemacht, so daß man sie jeweilig in die zu den Ladebrücken eines Schiffes günstigste Stellung bringen und ferner auch eine größere Anzahl von Kränen zur Löschung eines Schiffes vereinigen kann.

Die fahrbaren Kai- oder Uferkräne haben heute für das Löschen und Laden großer Schiffe die größte Bedeutung erlangt und zwar sowohl für Stückgüter als auch für Massengüter, so daß sie zu den unentbehrlichsten Ausrüstungsgegenständen eines zeitgemäß eingerichteten Hafens gehören.

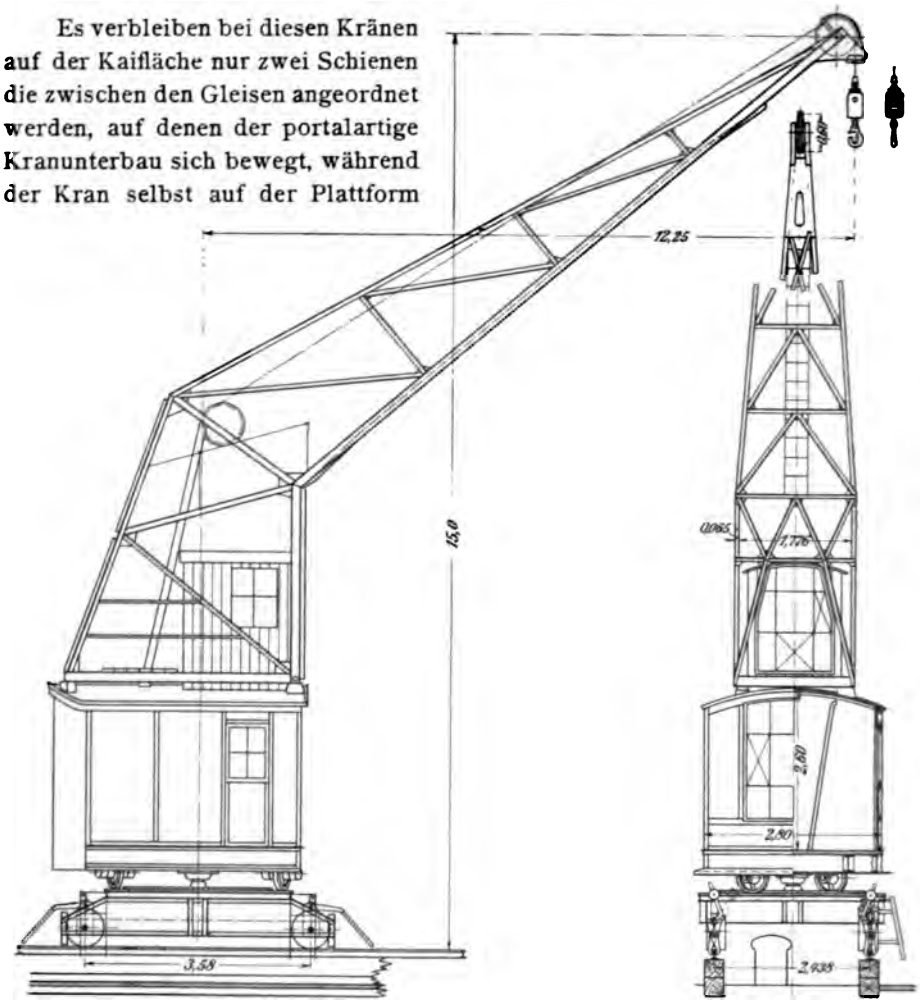
Ihre Aufstellung erfolgte bei älteren Anlagen auf einem besonderen Gleise zunächst der Kaikante, dadurch wurde ein wertvoller Uferstreifen in Anspruch genommen und den übrigen Zwecken des Hafenbetriebes entzogen.

Rollkräne. Derartige Kräne sind unter dem Namen Rollkräne z. B. in Hamburg am Grevenhof-Ufer und am Dalmann-Kai in größerer Zahl aufgestellt worden (Abb. 468). Diese Kräne sind elektrisch betriebene Drehscheibenkräne, die erstgenannten haben 3,0 t Tragfähigkeit, 10,25 m Ausladung, 15,0 m Rollenhöhe 0,6 m/Sek. Hub- und 2,2 m/Sek. Schwenkgeschwindigkeit. Gefahren werden sie durch Handantrieb.

Eine andere Form von Uferrollkränen zeigt Abb. 469 aus dem Hafen von Marseille in Gestalt von Turmdrehkränen; sie unterscheiden sich von den vorigen durch den hohen Unterbau und erreichen damit den Vorteil, daß der drehbare Teil des Kranes geringere Abmessungen und ferner der Kranführer einen erheblich höheren, günstiger gelegenen Standort erhält. Der Antrieb der Kräne erfolgt elektrisch, die Rollenhöhe beträgt 14,0 m, die Ausladung von der Kaikante an gerechnet 10,0 m und die Tragfähigkeit 1,5 t.

Die vorstehende Form kann als eine Übergangsform zu den Kränen angesehen werden, die den oben erwähnten Nachteil, einen wichtigen Teil des Ufers dem allgemeinen Verkehr zu entziehen, vermeiden, indem der hier bereits portalartig ausgebildete Unterbau so erweitert wird, daß er die auf der Kaifläche vorhandenen Verkehrswege, Straßen oder Eisenbahngleise, überbrückt. Es entsteht auf diese Weise dann die in fast allen neueren gut ausgestalteten Häfen anzutreffende Form der Portalkräne.

Es verbleiben bei diesen Kränen auf der Kaifläche nur zwei Schienen die zwischen den Gleisen angeordnet werden, auf denen der portalartige Kranunterbau sich bewegt, während der Kran selbst auf der Plattform



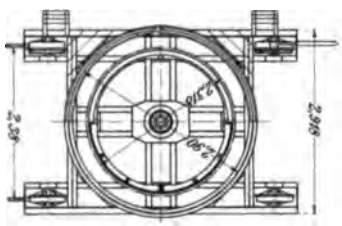


Abb. 468. Elektrischer Rollkran am Grevenhof-Ufer und am Dalmann-Kai in Hamburg (Drehscheibenkran).

des Portales Platz findet. Die Spannweiten der Portalbrücken müssen so bemessen werden, daß ein, zwei oder drei Gleise überbrückt werden. Die innerhalb der beiden Kranschienen liegenden

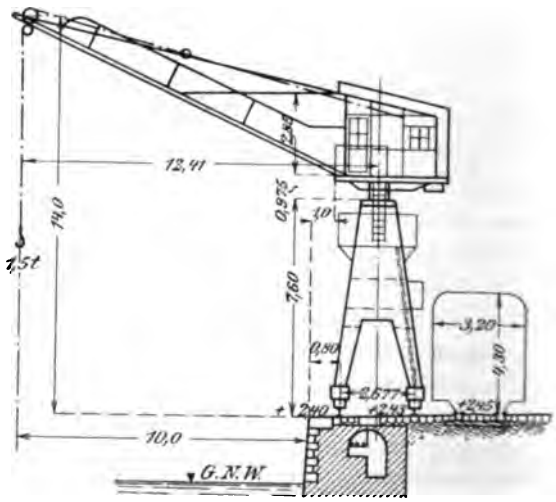


Abb. 469. Uferrollkran in Marseille (Turmdrehkran).

Gleise können dann beliebig durch Weichen verbunden werden, ohne daß Behinderungen für den Verkehr oder die Bewegung des Kranes entstehen. Nur an den Stellen, wo die innere Kranschiene Verbindungsoder Zuführungsgleise kreuzt, entstehen Unbequemlichkeiten.

Vollportalkräne. Die Vollportalkräne bilden die beste Lösung für Kräne, die an freien Lagerplätzen arbeiten. Vor Kaischuppen dagegen sind sie weniger zu empfehlen, da die dann vor der Ladebühne liegende Kranschiene und Portalstütze einen störenden Zwischenraum zwischen Ladebühne und Eisenbahnwagen bedingen.

Ein Beispiel eines Vollportalkranes, wie er in englischen und italienischen Häfen vielfach zu finden ist, zeigt Abb. 470 aus dem Hafen von Middelsbrough. Der Kran wird mit Druckwasser angetrieben, ist seiner Form nach ein Drehscheibenkran mit 7,5 m nutzbarer Auslegerweite und 15,25 m Rollenhöhe. Der Unterbau zeigt die früher vielfach ausgeführten geschlossenen Blechwände, an deren Stelle heute fast immer Eisenfachwerk tritt. Die Tragfähigkeit beträgt 5,0 t.

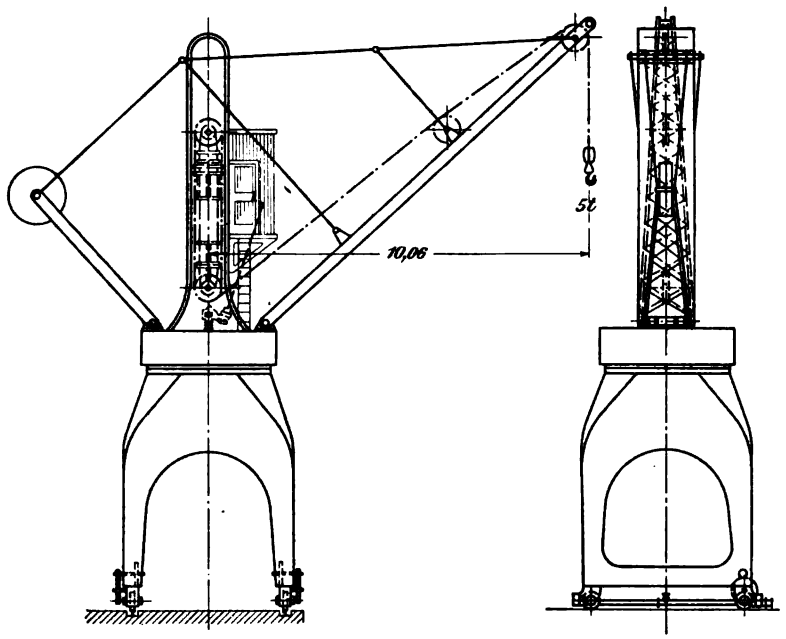


Abb. 470. Vollportalkran über ein Gleis aus dem Hafen von Middelsbrough.

Die ein Gleis überspannenden Vollportalkrane haben den Nachteil, daß die innere Kranschiene hinderlich wird, wenn sie Gleisverbindungen mit den Ufergleisen schneidet, aus diesem Grunde dürfte sich diese Kranform vorwiegend dann empfehlen, wenn keine oder nur ein Ufergleis vorhanden sind.

Im Gegensatz zu der vorstehenden älteren Ausführung eines Vollportalkranes sei eine der neueren Formen durch einen zwei Gleise überspannenden elektrischen Vollportalkran aus dem Hafen von Rotterdam vorgeführt (Abb. 471).[1])

[1]) Bericht von Wouter Cool und A. de Kanter zum Internationalen Schiffahrtskongreß 1912. Abteilung II, Frage 3.

Das Portal hat 9,20 m Spannweite und 5,0 m Radabstand; es kann durch Schienenklammern mit dem Gleis zur Sicherheit gegen Umkippen verbunden werden. Außerdem sind an den Rädern Schraubenwinden vorgesehen worden, mit denen die Kräne wagerecht gestellt werden sollen für den Fall, daß die Krangleise sich unregelmäßig gesenkt haben sollten. Die kräftigeren Kräne von 4 bis 8 t Tragkraft stehen statt auf 4 auf 8 Rädern, die zu je zwei in einem Gestell untergebracht sind. Die Fortbewegung der älteren Kräne geschah durch Handwinden, heute wird elektrischer Antrieb benutzt, der eine Fahrgeschwindigkeit von 0,5 m/Sek. bewirkt.

Auf dem Portal ist in der heute üblichen Form ein elektrischer Drehscheibenkran aufgestellt, der eine Auslegerweite von 10,0 m von der Kaikante an mit 20,0 m Rollenhöhe über der Kaifläche besitzt. Die Tragfähigkeit der verschiedenen in Rotterdam aufgestellten Kräne der geschilderten Art beträgt

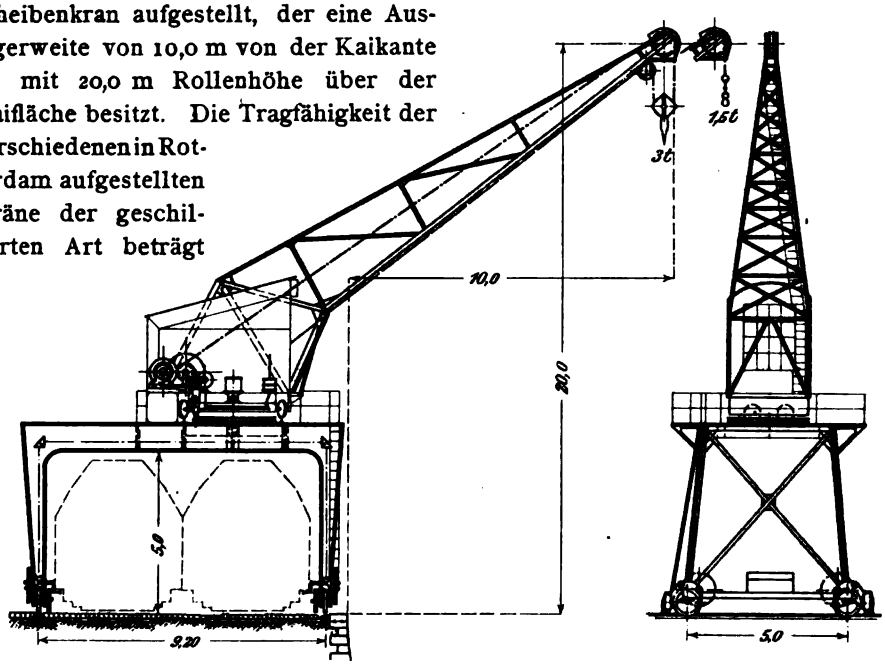


Abb. 471. Vollportalkran über zwei Gleise in Rotterdam.

1,5, 2,5, 4 und 5 t, durch Einschaltung einer losen Rolle kann sie unabhängig von dem Windewerk auf die doppelte Größe gebrachtwerden.

Der zum Antrieb benutzte Strom ist Gleichstrom von 440 bezw. 600 Volt Spannung, bei den Kränen von 1,5 bezw. 3 t Tragkraft besitzt der Hubmotor 27,5 PS. und der Drehmotor 4 PS. Die Hubgeschwindigkeit beträgt 1 bis 1,25 m/Sek. Die Drehbewegung ist so bemessen, daß eine volle Drehung in 30 bis 40 Sekunden ausgeführt werden kann.

Ähnliche Kräne stehen unter anderem auch in Gent mit einer Tragfähigkeit von 2,5 t und 12.1 m Auslegerweite. Auch im Hafen von Stettin sind zwei Gleise überspannende Vollportalkrane mit 8,5 m Ausladung, 13,1 m Rollenhöhe und 2,5 t Tragfähigkeit zur Ausführung gelangt. Der Antrieb erfolgt jedoch durch Druckwasser und die Fortbewegung von Hand.[1])

[1]) A. Böttcher, Kräne, S. 277, Taf. IX u. X. München und Berlin 1906. R. Oldenbourg.

Eine weitere Vervollkommnung haben diese Kräne dadurch erfahren, daß man den Ausleger verstellbar einrichtete, wodurch der Vorteil erreicht wird, daß die Kräne, wenn sie zu mehreren an einem Schiff arbeiten sollen, dichter zusammengefahren werden können. Einzelne Kräne können die Auslegerweite sogar unter voller Last ändern.

Ein Beispiel eines Vollportalkranes mit verstellbarem Ausleger aus englischen Häfen zeigt Abb. 472. Der Kran ist außerordentlich hoch gebaut, um einen möglichst hohen Führerstand zu erhalten, damit der Führer tief in das Schiff hineinblicken kann. Die Rollenhöhe beträgt 21,0 m bei der weitesten Ausladung. Letztere ist unter der Last verstellbar von 14,0 bis auf 3,0 m. Der Kran wird auch be-

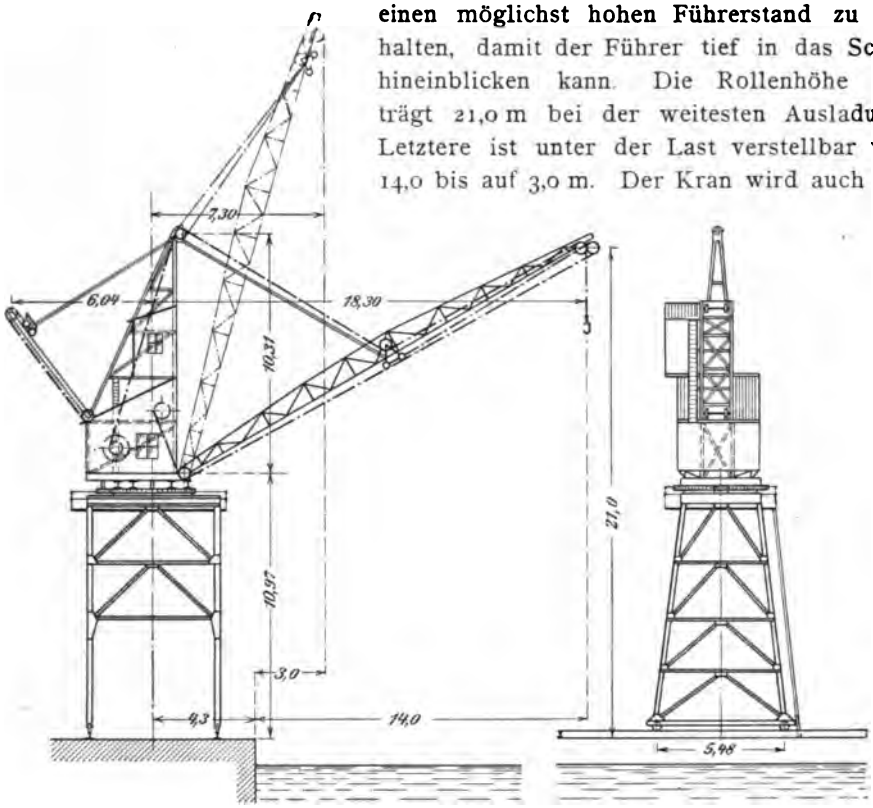


Abb. 472. Vollportalkran mit verstellbarem Ausleger.

nutzt, um Stückgüter aus einem Seeschiff in ein zwischen diesem und dem Kai liegendes Leichterfahrzeug zu verladen.

Halbportalkräne. Wie schon erwähnt, ist bei den Vollportalkränen die innere Kranschiene und die innere Stütze des Portals vor den Ladebühnen der Kaischuppen hinderlich; um diesen Übelstand zu vermeiden, hat man zuerst in Bremen, später in sehr vielen anderen Häfen, die innere Kranschiene an der Schuppenvorderwand etwa in Höhe der Portalbrücke angebracht. Dadurch verschwindet sowohl die innere Kranschiene als auch die innere Portalstütze von der Kaifläche, so daß diese von der äußeren Kranschiene auf der Abdeckplatte der Kaimauer an bis zur Schuppenvorderwand völlig frei von Hindernissen ist und den auf der Kaifläche stattfindenden Verkehr in keiner Weise stört. Die auf diese Art entstehende Form der Halbportalkräne ist diejenige, die für Stückgut-Ent- und Verladung vor Schuppen als die beste

anzusehen ist und daher in neuerer Zeit eine sehr große Verbreitung erfahren hat. Derartige Kräne sind auf den die Schuppen behandelnden Abb. 397 bis 427 in der Regel mit zur Darstellung gelangt und in ihren Grundzügen zu erkennen, ebenso wie die Anbringung der Kranschiene an der Schuppenvorderwand.

Die diesem wichtigsten Gerät der mechanischen Hafenausrüstung in neuerer Zeit gegebene verschiedenartige Ausbildung möge zunächst durch einige kennzeichnende Beispiele erläutert werden und zwar erstens durch einen

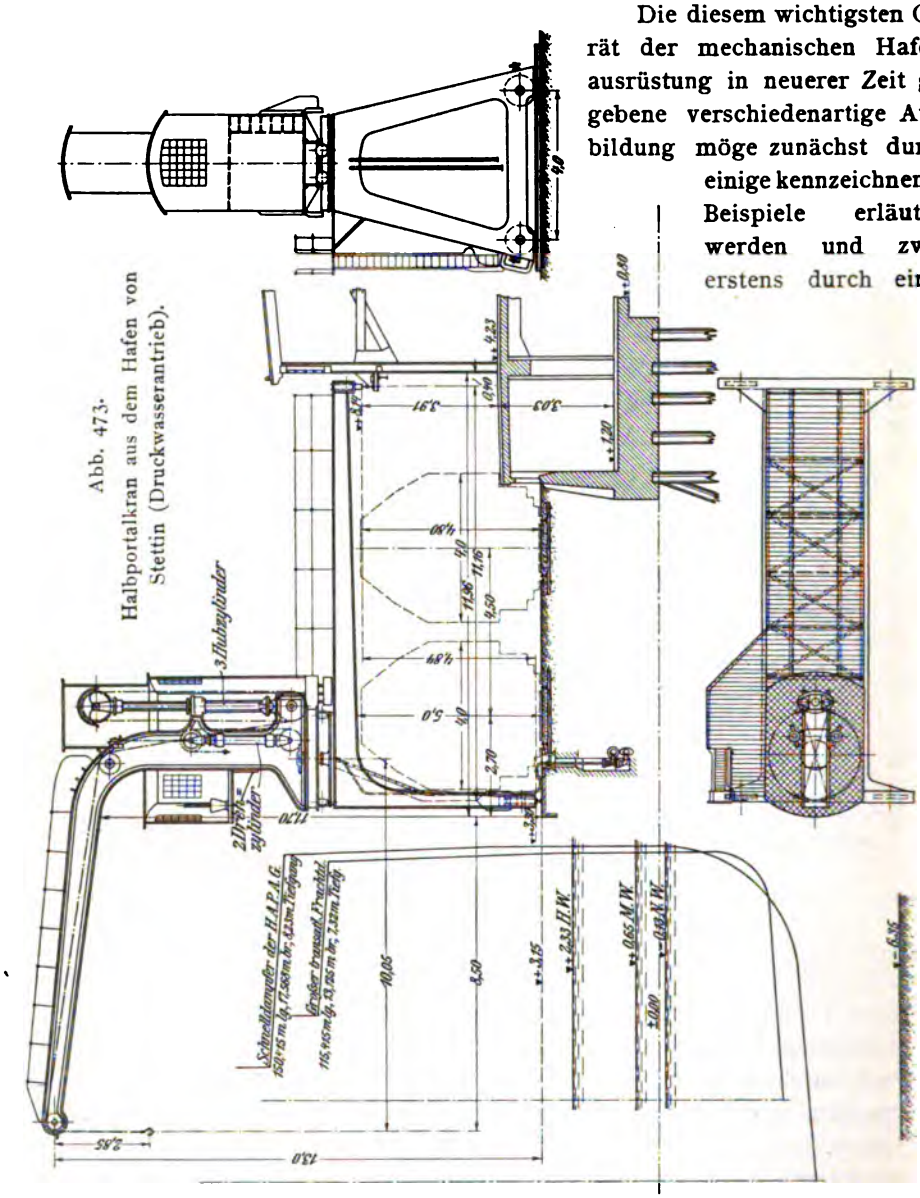


Abb. 473. Halbportalkran aus dem Hafen von Stettin (Druckwasserantrieb).

Kran aus dem Hafen von Stettin (Abb. 473), der gleichzeitig als neueres Beispiel für die allgemeine Anordnung eines mit Druckwasser angetriebenen Kranes dienen möge.

Das Portal nimmt bei diesen Kränen eine winkelförmige Gestalt an; da hier, wie auch häufig an anderen Orten, zwei Gleise und die Ladebühne zu

überbrücken sind, so hat die Spannweite des Halbportales 11,16 m erreicht; es besteht aus vollwandigen Blechträgern.

Der Kran ist als Drehscheibenkran gebaut worden und um eine kurze, auf der Brücke des Portales errichtete Mittelsäule drehbar. Kransäule und Ausleger zeigen gleichfalls eine vollwandige Ausführung, bestehen aus einem Stück und tragen an der Rückseite auf einer Auskragung die drei gekuppelten Hubzylinder, die wie oben bei der Erörterung der Kraftquellen erwähnt wurde, eine dreifache Abstufung der Hebekraft gestatten. Für die Drehbewegung sind zwei weitere lotrechte Druckwasserzylinder angeordnet worden, deren Bewegung durch Ketten auf die an der festen Mittelsäule des Portales angebrachte Scheibe übertragen wird. Der Führerstand ist vorn an dem Kran vorgesehen, so daß der Kranführer der Bewegung der Last möglichst mit den Augen folgen kann. Die Fortbewegung des Kranes erfolgt von Hand und die Zuführung des Druckwassers von einem in der Kaimauer ausgesparten Kanal aus.

Die größte Tragkraft des Kranes beträgt 1,5 t, die Rollenhöhe 13,0 und die nutzbare, unveränderliche Auslegerweite 8,5 m. Als normaler Abstand für diese Kräne ist in Stettin 25 m vor dem Schuppen gewählt worden, dieses Maß wird bis auf 50 m an den freien Plätzen vergrößert, wo die oben erwähnten Vollportalkräne zur Anwendung gelangen. An der wasserseitigen Schiene wird mit einem Raddruck von 20 t gerechnet, bei einzelnen, mit 5 t Tragkraft ausgestatteten Kränen, steigt dieser Wert auf 30 t.

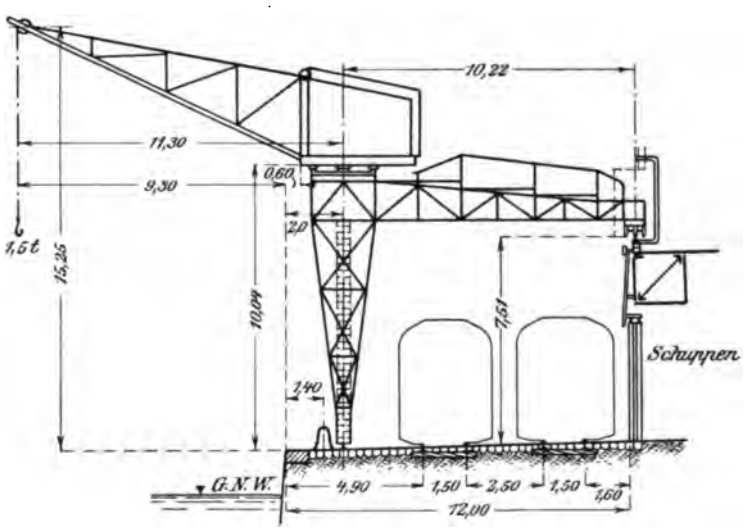


Abb. 474. Halbportalkran in Le Havre (elektrischer Antrieb).

Als weiteres Beispiel eines Halbportalkranes wird einer der in Le Havre gebräuchlichen elektrischen Kräne von 1,5 t Tragkraft vorgeführt (Abb. 474). Das Portal unterscheidet sich von dem vorigen dadurch, daß es aus Eisenfachwerk gebildet wurde, und daß es eine sehr große Höhe erhielt. Hierdurch entsteht der Vorteil, daß der Kran, d. h. die bewegte Masse, kleiner wird und ferner der Führerstand höher liegt, wodurch der Kranführer mehr Überblick gewinnt. Die Rollenhöhe des Kranes beträgt 15,25 m und die nutzbare Auslegerweite 9,3 m.

Bei den älteren Kranausführungen war die Auslegerweite unveränderlich; es hat sich jedoch als wünschenswert herausgestellt, sie veränderlich zu machen, weil dann für das Nebeneinanderarbeiten mehrerer Kräne, wie es bei

der Entladung größerer Schiffe die Regel bildet, Erleichterungen gewonnen werden. Infolgedessen erhalten die neueren Kräne fast durchweg verstellbare Ausleger. Die Verstellbarkeit wird in der Regel in der Weise bewirkt, daß der eigentliche Ausleger durch gelenkig gelagerte Schraubenspindeln mit dem Kranunterbau verbunden wird. Durch Einziehen oder Nachlassen dieser Spindeln wird der Ausleger gehoben bezw. gesenkt, wie es die nächsten Abbildungen erkennen lassen.

Ein Beispiel für einen Halbportalkran mit verstellbarem Ausleger gibt Abb. 475 von einem in Hamburg im Magdeburger Hafen ausgeführten Kran, der gleichzeitig als kennzeichnendes Beispiel für die vielen elektrischen, in Hamburg aufgestellten Krane dienen kann. Die Spannweite des aus Blechbalken gebildeten Portals beträgt 9,94 m, die Höhe ist nur nach

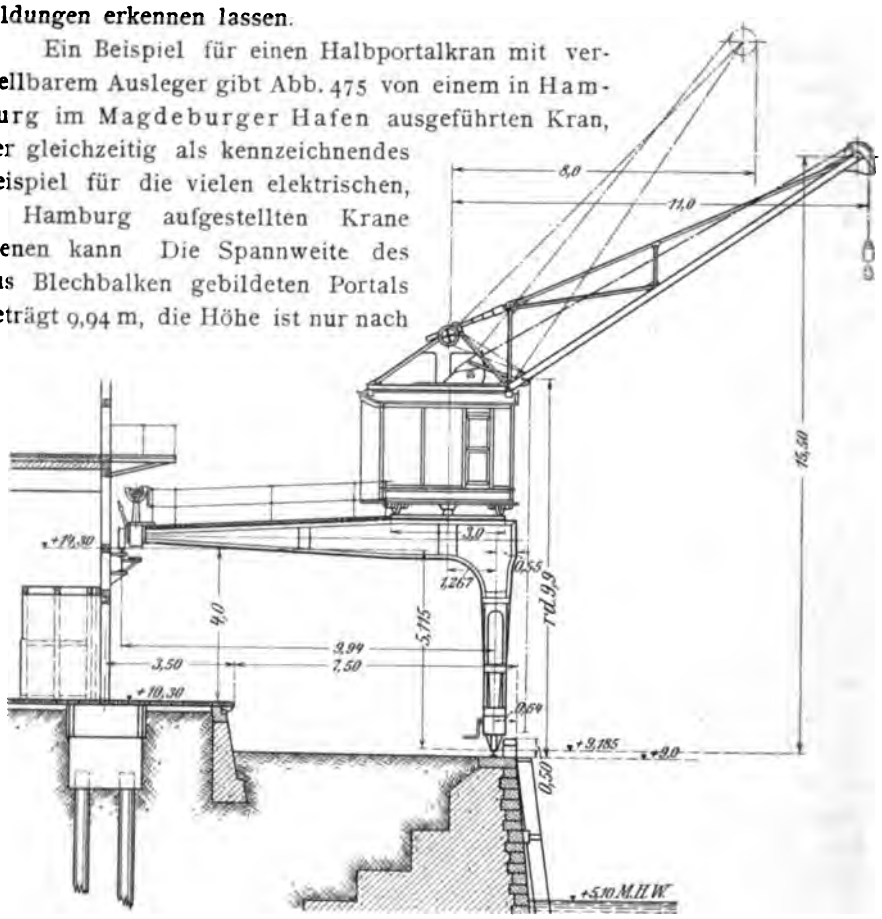


Abb. 475. Halbportalkran vom Magdeburger Hafen in Hamburg (elektrischer Antrieb).

der Forderung bemessen worden, daß der für Eisenbahnwagen erforderliche Raum frei bleibt. Die nutzbare Auslegerweite beträgt rund 9,0 m und kann um 3 m verringert werden; die Rollenhöhe ist zu 15,5 m bemessen worden. Die Fortbewegung des Kranes erfolgt durch Handkurbeln und Rädervorgelege, die in der Nähe der Portalauflager angebracht sind. Die Tragkraft beträgt 3000 kg.

Uber die in Hamburg übliche Anordnung der oberen und unteren Kranlaufschiene gibt Abb. 476 Auskunft, danach beansprucht die Portalstütze unter Berücksichtigung eines 5 cm breiten Spielraumes von der Kaikante an gerechnet eine Breite von 0,91 m; der Abstand der Kranschiene von dem gleichen Punkte

ist dabei zu 0,65 m gerechnet worden. An der Schuppenvorderwand ist die Entfernung der oberen Kranschienenmitte zu 0,23 m von der äußersten Kante der Schuppenwand bemessen worden.

Für die Berechnung der Raddrücke, die sowohl bei der Untersuchung der Kaimauer als auch bei der Bemessung der oberen Kranschienenunterstützung bekannt sein müssen, ergeben sich die jeweiligen größten Werte, wenn der Ausleger über dem Rade steht (Abb. 477), d. h. für die Räder an der Kaikante bei der Stellung A und für die an der Schuppenwand bei der Stellung B. Für verschiedene, in Hamburg vorgekommene Kranspann- und Auslegerweiten hat sich bei 3,0 t Tragkraft folgende Zusammenstellung ergeben.

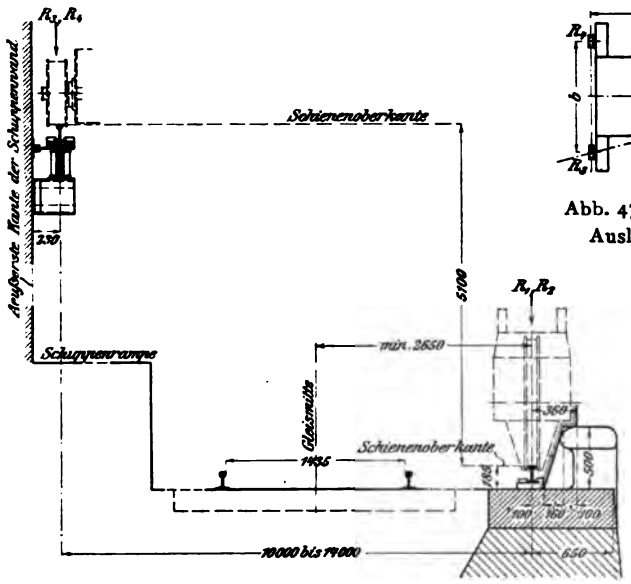


Abb. 476.
Anordnung der oberen und unteren Kranlaufschienen.

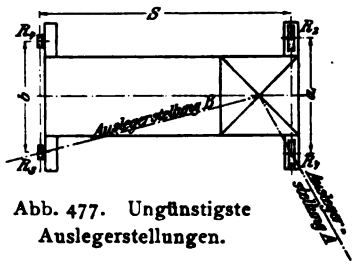


Abb. 477. Ungünstigste Auslegerstellungen.

Zusammenstellung der Raddruckgrößen.

Kran-ausladung	Spann-weiten S	Radstand a	Radstand b	Auslegerstellung A		Auslegerstellung B	
				R 1	R 2	R 3	R 4
11,0 m	10,0 m	4,6 m	4,4 m	21,0 t	10,0 t	6,0 t	3,0 t
11,0 „	14,0 „	5,0 „	5,0 „	20,0 t	10,0 t	5,0 t	3,0 t
13,0 „	13,0 „	6,0 „	6,0 „	35,0 t	13,0 t	11,0 t	8,5 t

Eine ähnliche Bauweise zeigen auch die in Bremen im Hafenbecken II aufgestellten Kräne, von denen Abb. 478 einen im Querschnitt und Ansicht darstellt. Die Kräne haben hier drei Gleise zu überspannen und infolgedessen die große Spannweite von 15,93 m erhalten. Die Ausleger sind ebenfalls verstellbar und haben eine nutzbare Ausladeweite von 8,65 bezw. 5,65 m. Die Tragkraft ist auf 2,5 t festgesetzt worden. Beachtenswert ist, daß die Drehachse des Kranes von der Kaikante bis auf 4,35 m zurückgesetzt werden konnte, wodurch der Kran an Standsicherheit gewinnt. Ferner ist die Ausbildung der vorderen Schuppenwand dadurch eigenartig, daß sie zur Bildung eines 0,75 m breiten Laufsteges zurückgerückt wurde.

Während bei den meisten älteren Halbportalkränen die Höhe des Portals nur so bemessen wurde, daß unter ihnen der lichte Raum für die Eisenbahn frei blieb, zeigt sich bei den für das neue Hafenbecken in Bremerhaven bestimmten Kränen, das bereits an dem Kran von Le Havre und Middelsbrough betonte Bestreben, den Führerstand möglichst hoch zu legen und die bewegte Masse zu verkleinern. Bei dem durch Abb. 479 dargestellten Kran vom Kaiserhafen II ist die Oberkante der Plattform des Portals, die für die Aufstellung des Kranes in Betracht kommt, auf rund 9,8 m über der Kaifläche angeordnet worden. Beachtenswert ist bei diesen Kränen ferner, daß sie wie die soeben beschriebenen Bremer drei Gleise überspannen. Das Portal ist in dem dargestellten Falle aus Eisenfachwerk gebildet worden, bei den sonst gleich gestalteten Kränen des Kaiserhafens III besteht es dagegen aus vollwandigen Trägern.

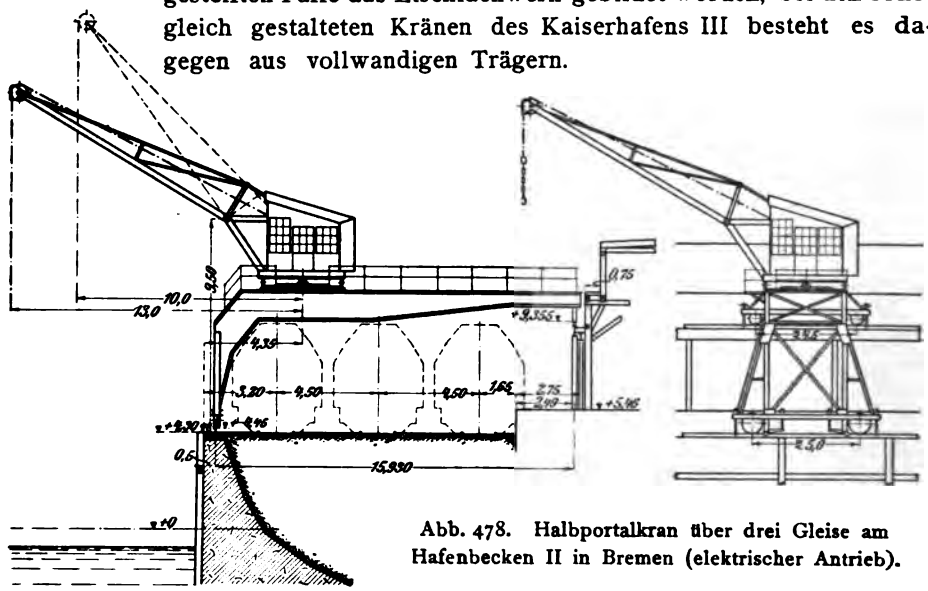


Abb. 478. Halbportalkran über drei Gleise am Hafenbecken II in Bremen (elektrischer Antrieb).

Die Kräne haben ebenso wie die Hamburger verstellbare Ausleger bei einer Tragkraft von 2,5 t. Die größte nutzbare Ausladung beträgt 10,0 m, die kleinste 7,0 m Die Rollenhöhe wurde auf 19,75 m über Kaihöhe bemessen. Die Hubgeschwindigkeit erreicht bei größter Nutzlast 0,6 m/Sek. und die Schwenkgeschwindigkeit bei größter Ausladung 2,0 m/Sek. Für den Betrieb wird Gleichstrom von 440 bis 500 Volt Spannung verwendet.

Die Berechnung der Kräne ist sowohl unter der Annahme erfolgt, daß der vollbelastete Kran in der ungünstigsten Auslegerstellung 50 kg/qm Winddruck erfährt, als auch unter der, daß der unbelastete Kran in der ungünstigsten Stellung von 250 kg/qm Winddruck getroffen wird. Danach hat sich der größte Raddruck an der Wasserseite für ein Rad zu 19,0 t (auf beiden Rädern 37,7 t) und an der Landseite zu 9,0 t (auf beiden Rädern 17,0 t) ergeben. Der Radstand an der Wasserseite beträgt 5,25 m und an der Landseite 5,0 m.

Noch weiter ist man in der Höherlegung der Portale bei den neuesten, für die Kuhwärder-Hafenanlagen in Hamburg bestimmten Kräne gegangen, wo, wie Abb 480 zeigt, die Plattform für die Krandrehscheibe rund 12,5 m über der Kaifläche liegt. Die Portale haben eine Spannweite von 14,0 m

und sind aus Eisenfachwerk gebildet. Ein wesentlicher Fortschritt ist bei diesen Kränen aber dadurch gemacht worden, daß das Portal neben dem auf dieser Plattform aufgestellten Drehscheibenkran von 3,0 t Tragkraft mit 9,9 m größter und 6,2 m kleinster Ausladung mit einer

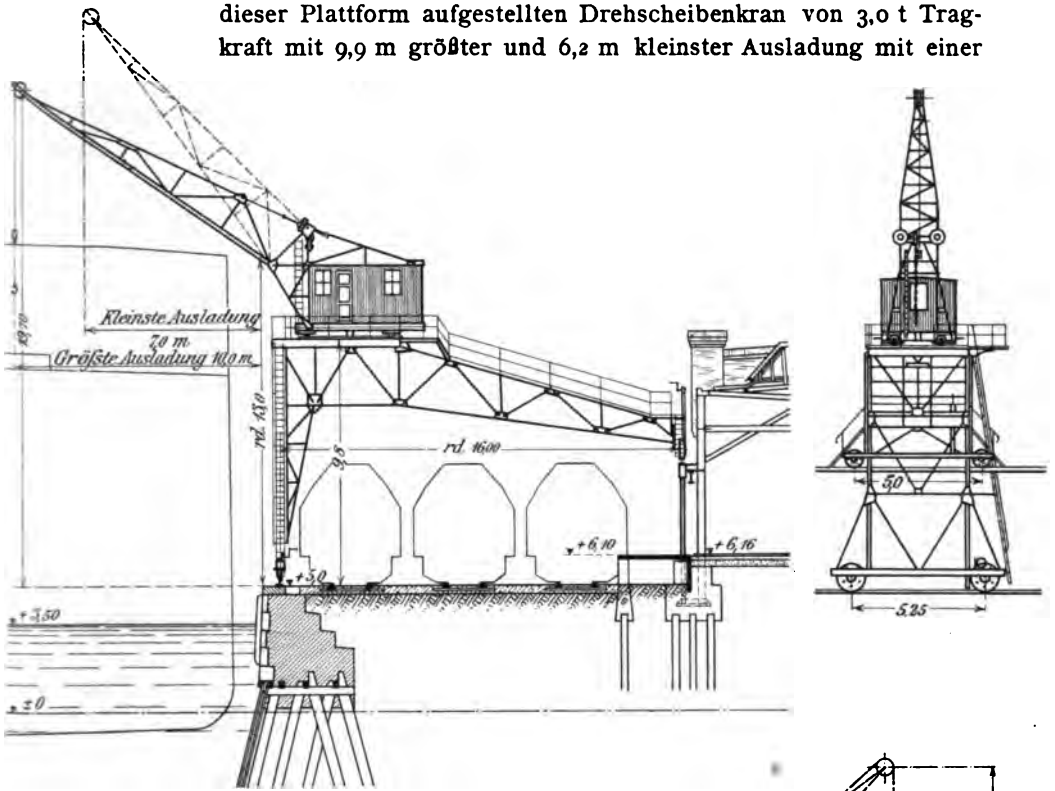


Abb. 479. Halbportalkran über drei Gleise am Kaiserhafen II in Bremerhaven (elektrischer Antrieb).

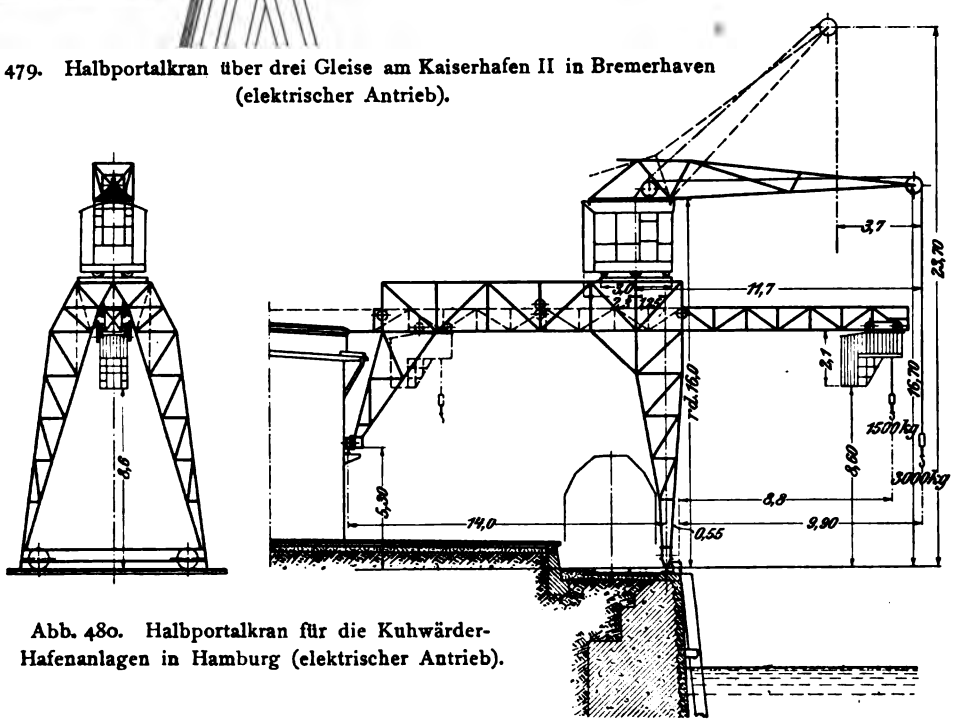


Abb. 480. Halbportalkran für die Kuhwärder-Hafenanlagen in Hamburg (elektrischer Antrieb).

zweiten Hubvorrichtung von 1,5 t Tragfähigkeit versehen worden ist, so daß er den Namen Halbportal-Doppelkran erhalten hat.

Die zweite Hubvorrichtung besteht in einer mit Führerstand versehenen Laufkatze, die sich an einem in dem Portal verschiebbar gelagerten Fachwerkbalken bewegt. Der durch Rollen geführte Fachwerkbalken kann bei Nichtbenutzung zurückgeschoben werden, so daß er nicht über die Kaikante hinausragt, das hintere Ende befindet sich dann über dem Schuppendach.

Durch diese Einrichtung wird die Leistungsfähigkeit der Halbportalkräne erheblich gesteigert, ferner wird auch die Ladebühne erheblich besser ausgenutzt, da die üblichen Kräne die Güter nur zu beiden Seiten neben dem Portal absetzen und den von dem Portal überdeckten Raum nicht belegen können. Gerade dieser Raum wird durch die Laufkatze zugänglich gemacht. Als Vorzüge der Einrichtung sind noch hervorzuheben, daß der Führer die Last auf ihrem ganzen Wege im Auge behält und daß in vielen Fällen der Fachwerkbalken durch das Tauwerk der Schiffe weniger behindert werden wird, als es bei den Kräne der Fall ist. Beachtenswert ist ferner, daß der Ausleger ganz über dem Führerstand angeordnet ist; infolgedessen wird der der freie Ausblick durch keinerlei Eisenteile behindert. Diese Maßnahme ist durchaus empfehlenswert.

Bei all diesen Kränen wird von der Veränderlichkeit der Ausladung nur Gebrauch gemacht vor dem Beginn des Entladens, um die an einem Schiff zusammengerückten Kräne für das günstigste Arbeiten einzustellen. Dementgegen sollen im Hafen von Marseille neuerdings Kräne zur Aufstellung gelangen, die eine veränderliche Ausladung zwischen 15,5 und 7,8 m besitzen und das Aufrichten des Auslegers in 15 Sekunden bewirken können. Dabei ist ihre Bedienung so eingerichtet, daß das Zurücknehmen des Auslegers gleichzeitig während des Drehens und des Hebens der Last geschehen kann.

Nach diesem Überblick über die Entwicklung der Kaikranform mögen noch diejenigen Hauptabmessungen und Bedingungen zusammengefaßt werden, die nach den bisherigen Erfahrungen für diese Kräne in Betracht kommen

Die Bauart des Krangerüstes als Rollkran, als Vollportal- oder Halbportalkran wird von den jeweiligen örtlichen Umständen abhängen, ebenso die dem Gerüst zu gebende Spannweite.

Die Tragfähigkeit hängt von dem Zweck des Kranes ab. Die für die Förderung von Stückgut bestimmten, am häufigsten vorkommenden Kräne erhalten in der Regel eine Tragkraft von 1,5 bis 3,0 t.

Von dieser Tragkraft wird am häufigsten nur ein kleiner Teil gebraucht, wie nachstehende Angaben dartun. Es wird z. B. Sackgetreide oder Kaffee in Säcken von höchstens 100 kg befördert, selten werden mehr als 8 Säcke auf einmal gehoben, die einem Gewicht von etwa 800 kg entsprechen. Baumwollballen wiegen 230 bis 250 kg; werden, wie üblich, 3 Ballen auf einmal gehoben, so gibt das eine Last von 690 bis 750 kg. Ebenso wiegen die häufig vorkommenden Kisten und Fässer zu zweien oder dreien selten mehr als 800 bis 900 kg. Schwerer sind dagegen Hölzer, Metalle, Werksteine, Maschinenteile usw.

Es empfiehlt sich daher bei Anwendung von Druckwasserkränen, sie mehrstufig einzurichten, um keine Kraft zu verschwenden, wie es bei den Beispielen auf S. 410 u. f. erwähnt wurde und geschehen ist. Die elektrischen Kräne gestatten ohne weiteres die Anpassung der aufzuwendenden Kraft an die jeweilig zu hebende Last.

Um allen vorkommenden Bedürfnissen entsprechen zu können, hat man auch bisweilen, wo eine große Reihe von Kränen zur Aufstellung gelangt, in regelmäßigen Abständen einen Kran mit größerer Tragkraft in der Weise ausgestattet, daß, wo die allgemeine Tragfähigkeit 1,5 t beträgt, ab und zu ein Kran 2,5 bezw. 3,0 t tragen kann oder, wo 3,0 t die Regel bildet, einzelne Kräne für 5 t eingerichtet sind.

In Hamburg, wo die allgemeine Tragkraft 3,0 t beträgt, hilft man sich bei größeren Lasten dadurch, daß man zwei nebeneinander stehende Kräne gemeinsam an den Enden eines Querbalkens angreifen läßt, der die Last in der Mitte trägt. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß im Falle eines Seilbruches ein Kran die ganze Last zu tragen hat. Die höchste Belastung darf daher die Grenze der Standsicherheit eines Kranes bei ungünstigster Auslegerstellung und Winddruck nicht überschreiten. Aus diesem Grunde geht man in Hamburg bei der Verwendung von zwei Kränen nur bis zu einer Belastung von 4,5 t.

Zusammenfassend darf man aussprechen, daß, abgesehen von den Fällen, wo dauernd bestimmte Güter von stets gleichem Gewicht geladen werden, für den regelrechten Stückgutverkehr eine Tragkraft von 1,5 t als Mindestleistung und eine solche von 3,0 t als Höchstleistung zu fordern ist.

Etwas anders liegen die Verhältnisse bei den Kränen, die vorwiegend für die Beförderung von Schwergut bestimmt sind und mit Greifkörpern Kohlen bezw. Erze aus dem Schiffe heben. Da die Greifer bei dem Vorkommen größerer Stücke nur gut fassen, wenn sie genügend schwer sind, und ferner die Entladegeschwindigkeit nur dann sich günstig stellt, wenn sie ein erhebliches Fassungsvermögen haben, so ist hier mit Kränen von 1,5 t Tragkraft nicht viel anzufangen, da brauchbare Greifer, die 1,2 bis 1,5 t Kohle fassen, selbst 1,5 t wiegen. Krane von 3,0 t Tragkraft sind dann für diese Fälle als kleinste anzusehen.

In mehreren französischen Häfen sind in den letzten Jahren Kräne von 4,0 bis 5,0 t Tragfähigkeit für Kohlenentladung in Betrieb genommen worden, die mit Greiferkübeln von 2,2 bis 2,9 t Eigengewicht 1,8 bis 2,1 t Stückkohle fassen können. Der Umfang der geöffneten Kübel beträgt dann bereits 3,20 · 2,25 m und erreicht damit Abmessungen, die mit Rücksicht auf die Größe der Schiffsluken nicht wesentlich überschritten werden dürfen. (Vergl. hierzu die später folgenden Ausführungen unter den Entladevorrichtungen.)

Man kann daher als Grenzen der Tragfähigkeit der für Schwergut bestimmten Kaikräne 3,0 bis 5,0 t ansehen.

Die Ausladeweite hängt mit der Größe der an dem betreffenden Kai abzufertigenden Schiffe zusammen. Der Kranhaken muß so weit über die Luken der Schiffe greifen, daß die daran hängende Last mit einem gewissen Spielraum am Lukenrand vorbeikommt. Unter Berücksichtigung dieses Gesichts-

punktes ist die Auslegerweite, von der Vorderkante der Kaimauerabdeckplatte an gerechnet, bis auf 10,0 m und mehr angewachsen. Sie beträgt z. B. bei den oben beschriebenen Beispielen in Stettin 8,50 m, in Bremen 8,65 m, in Hamburg 9,90 m usw.

In einigen Häfen findet man auch Ausladungen bis zu 12,0 m. Auf die Vorteile der Verstellbarkeit der Auslegerweite für die Einstellung der Kräne in die günstigste Stellung vor Beginn der Arbeiten ist bei den einzelnen Beispielen bereits hingewiesen worden, sie wird bei neueren Kränen fast immer ausgeführt.

In besonderen Fällen kann es erwünscht sein, eine besonders große Ausladeweite entweder nach der Wasserseite oder nach der Landseite hin anzuwenden. Der erste Fall kann vorteilhaft sein, wenn unmittelbar vor der Kaimauer für größere Schiffe nicht genügend Wassertiefe herstellbar ist. Die große Ausladeweite kann dann Vertiefungsarbeiten ersetzen, die bisweilen wegen der unzureichenden Gründung der Mauern nicht ausführbar sind.

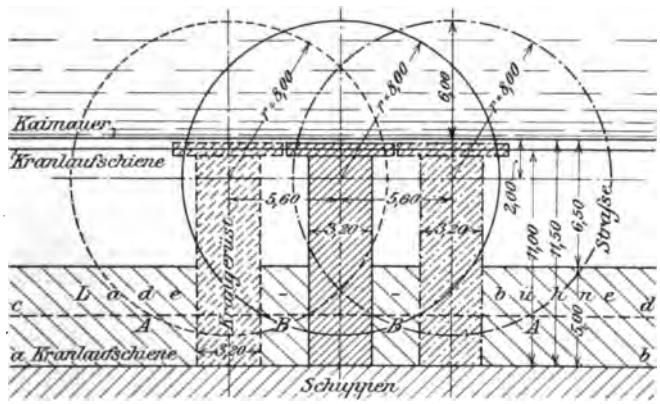


Abb. 481. Anordnung dreier nebeneinander arbeitender Halbportalkräne.

Nach der Landseite wird die Auslegerweite vorteilhaft dann ausgedehnt, wenn ein möglichst großer Teil der Kaifläche von dem Kran bestrichen werden soll, wie es bei Lagerplätzen hinter der Kaimauer vorkommen kann. In diesem Falle ist es möglich, die Drehachse des Kranes von der Kaikante zurückzurücken, wodurch die Standsicherheit erhöht wird.

Im übrigen ist bei der Bemessung von Auslegerweiten für Kräne zu beachten, daß, wenn diese voll ausgenutzt werden soll und gleichzeitig mehrere Kräne dicht nebeneinander arbeiten sollen, wie es bei der Entlöschung großer Schiffe die Regel ist, die Entfernung der Schuppenvorderkante zu der Ausladeweite in einer gewissen Abhängigkeit steht. Diese Verhältnisse werden durch Abb. 481 erläutert, die drei dicht nebeneinander stehende Kräne mit 6,0 m nutzbarer Ausladeweite und die von den Kranhaken beschriebenen Kreisen zeigt.[1]) Bei der dargestellten Anordnung, wo der Schuppen in der Linie $a—b$ beginnt, würden alle drei Kräne gleichzeitig arbeiten können, indem die seitlichen Kräne die Güter auf die Plätze A neben den äußeren Kränen absetzen und dem mittleren Kran die Plätze B zwischen den Krangerüsten zur Verfügung stehen. Würde dagegen die Schuppenvorderkante in der Linie $c—d$ liegen, so würde der mittlere Kran keine Güter auf der Lade-

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1913, S. 335.

bühne absetzen können, die Krane müßten dann weiter auseinandergerückt werden. Es ist das ein wichtiger Punkt, der bei der Bemessung der Kaiflächenbreite vor dem Schuppen, wenn die Aufstellung von Kränen mit bestimmter Ausladeweite geplant wird, wohl zu beachten ist.

Ein weiter bei der Anordnung der Hafenkräne zu berücksichtigender Punkt ist die Höhe der Unterkante des Auslegers über der Kaikante; sie muß so bemessen werden, daß der Ausleger frei über die Bordkante der Schiffe in unbeladenem Zustand hinübergeht. Dieses Maß sollte nicht unter 8 m gewählt werden, meist ist es jedoch bei den neueren Kränen erheblich größer, so z. B. in Stettin 11,7 m (vergl. Abb. 473), in Bremerhaven am Kaiserhafen II 13,0 m (vergl. Abb. 479), in Hamburg am Hamburger Hafen 9,9 m (vergl. Abb. 475) und bei den neuesten Kränen am Kuhwärderhafen für den Drehkran 16,0 m und für die Laufkatze 8,6 m (vergl. Abb. 480).

Bezüglich der Kopfrollenhöhe der Kräne ist davon auszugehen, daß unter der Rolle das Krangehänge mit der daran hängenden Last in Kübeln oder Greifern so hoch gezogen wird, daß sie über die Portalbrücke geschwenkt werden kann. In neuerer Zeit wird daher die Kopfrolle selten unter 12,0 m über der Kaifläche angeordnet, meist ist dieses Maß jedoch größer und steigt in einzelnen Fällen bis zu 20,0 m, besonders bei Kränen, die mit Greifern arbeiten. Wie die vorbeschriebenen Beispiele zeigen, beträgt die Rollenhöhe in:

Stettin	13,00 m
Marseille	14,00 „
Le Havre	15,25 „
Hamburg, am Hamburger Hafen	15,50 „
„ am Kuhwärderhafen	16,70 „
Bremerhaven, am Kaiserhafen II	19,30 „

Die Hubgeschwindigkeit hängt mit der Größe der Tragkraft insofern zusammen, als sie bei den kleineren Kränen größer und umgekehrt bei den größeren kleiner bemessen wird. Im allgemeinen schwankt sie zwischen 0,50 und 1,50 m/Sek. Eine Abstufung der Bewegung findet sinngemäß bei den Kränen statt, die für verschiedene Laststufen eingerichtet sind.

Die Drehgeschwindigkeit wird meist höher gewählt und erreicht in der Regel 2,0 m.

Die Fahrgeschwindigkeit der Kräne schwankt zwischen 0,25 und 0,50 m/Sek.

Zum Verfahren der Kräne dienen Winden, die entweder durch Menschen oder elektrische Motoren angetrieben werden. Da die Ortsveränderung der Kräne nur zur Einstellung vor Beginn der Arbeit vorgenommen wird, ferner bei der großen Zahl der Kräne in der Regel nur kurze Wege zurückzulegen sind, und sie dann oft tagelang an derselben Stelle stehenbleiben, so genügt in den meisten Fällen Handantrieb. Maschinenantrieb dürfte hauptsächlich bei Kaistrecken in Betracht kommen, die mit wenig Kränen besetzt sind und es nötig machen, daß die Kräne längere Wege zurücklegen.

Bei Handantrieb werden bisweilen von einander unabhängige Winden an jedem Portalfuß angebracht, dann muß bei der Bewegung des Kranes darauf

geachtet werden, daß keiner der Füße voreilt und ein Ecken des Kranes bewirkt. Häufig gelangt auch nur eine Winde zur Anwendung, die dann auf der Portalbrücke aufgestellt wird und durch Wellen und Kegelräder mit den anzutreibenden Rädern des Kranes in Verbindung gebracht wird. Die gleiche Anordnung findet man auch bei der Verwendung von elektrischen Motoren zur Fortbewegung.

Die Frage, ob Ketten oder Drahtseile für den Betrieb der Kräne vorteilhafter sind, scheint sich neuerdings immer mehr zugunsten der Drahtseile zu entscheiden. Für die mit Druckwasser angetriebenen Kräne waren früher vorwiegend Ketten in Gebrauch; seit dem Auftreten der elektrischen Kräne verschwinden sie aber mehr und mehr. Ein Vorteil der Drahtseile besteht darin, daß sie ihre Abnutzung durch den Bruch einzelner Drähte anzeigen und auf ihre Auswechslung aufmerksam machen, während bei Ketten der Bruch plötzlich ohne vorherige Anzeichen erfolgt. Als Maßregeln zur Erzielung langer Arbeitsdauer der Drahtseile sind zu erwähnen: genügend große Durchmesser der Kopfrolle und der Windetrommel, mindestens gleich dem 30fachen des Seildurchmessers, und Vorkehrungen zur Verhinderung der Beschädigung an den Rändern der Deckluken.

Über die Leistung der Kräne in einem bestimmten Zeitraum lassen sich schwer sichere Angaben machen, da sie von vielen Nebenumständen abhängt. Als ungefährer Anhalt kann die Angabe dienen, daß ein Hafenkran bei Stückgutförderung etwa täglich 200 bis 250 t leistet; nimmt man als wirklich vorkommend 180 bis 200 Arbeitstage an, so ergibt sich als Jahresleistung für einen Kran 36 000 bis 50 000 t.

Ein Dampfer mit 15 000 t Ladung würde daher von 10 Halbportalkränen mit zusammen 2500 t täglicher Leistung in rund 6 Tagen gelöscht werden können.

Für die Anzahl der auf einer neu auszurüstenden Kaistrecke aufzustellenden Kräne können obige Zahlen eine rohe Vorstellung geben; meist wird man es aber der Erfahrung überlassen müssen, wiev el Kräne auf der betreffenden Strecke bei dem sich an ihr entwickelnden Verkehr gebraucht werden. Da das Hinzufügen weiterer Kräne keine Schwierigkeiten bereitet, so kann damit kein großer Fehler begangen werden, daß man zu wenig Kräne für den Anfang bestellt.

Als Anhalt können ferner die in größeren deutschen Häfen, die in bezug auf die Ausrüstung mit Kränen zu den bestausgestatteten gehören, gewählten und durch langjährige Erfahrung entstandenen Kranabstände dienen.

Es kommen an Kaikränen:

Hamburg in der Regel	1 Kran auf 20 m Kailänge,	Tragkraft meist 3,0 t;
Bremen, im Freihafen I,	1 Kran auf 37 m Kailänge,	Tragkraft 1,5 bis 2,4 t,
oder	1 Kran auf 24 m Schuppenlänge,	Tragkraft 1,5 bis 2,4 t;
Bremen, im Freihafen II,	1 Kran auf 22 m Schuppenlänge,	Tragkraft 2,5 t;
Stettin,	1 Kran auf 25 m Schuppenlänge,	Tragkraft 1,5 bis 2,5 t,
	1 Kran auf 50 m freie Lagerplatzlänge,	Tragkraft bis 5,0 t;
Bremerhaven, im Kaiserhafen II,	1 Kran auf 42 m Kailänge,	Tragkraft 2,5 t;
Bremerhaven, im Kaiserhafen III,	1 Kran auf 40 m Kailänge,	Tragkraft 2,5 t.

Über die zur Bewältigung einer bestimmten jährlichen Gütermenge erforderliche Ausrüstung eines Hafenbeckens mit Hebezeugen enthält auch die unten bezeichnete Arbeit schätzenswerte Angaben und Berechnungsmethoden[1]).

Die Befestigung der Kranschienen auf den Abdeckplatten erfolgt in der Regel auf besonderen Unterlagsplatten mit Hilfe von Klemmplatten und Schrauben. Ein Beispiel dafür gibt Abb. 482 von dem neuen Hafenbecken I des Harburger Hafens. Es sind dort

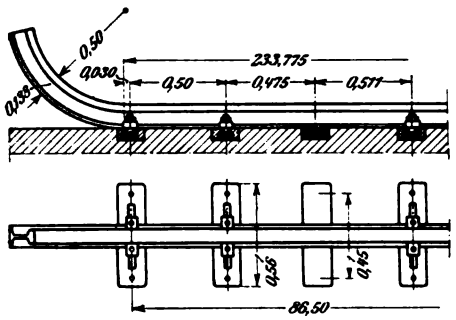


Abb. 482.

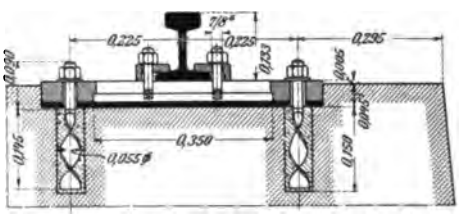


Abb. 483. Querschnitt durch eine Unterlagsplatte.

Abb. 482 u. 483. Befestigung der Kranlaufschiene in Harburg.

einfache Unterlagsplatten, die nur zur Druckverteilung dienen, neben solchen zur Anwendung gelangt, die gleichzeitig für die Befestigung benutzt werden. Der durchschnittliche Abstand der Unterstützungen beträgt 0,50 m. Das Ende der Kranbahn ist aufgebogen, um zu verhindern, daß der Kran zu weit bewegt wird und das Gleis verläßt.

Die genauere Gestaltung einer Unterlagsscheibe wird durch Abb. 483 wiedergegeben. Die Platte wird durch Steinschrauben mit der Abdeckplatte verbunden, sie besitzt einen länglichen Schlitz, in den die mit länglichen Köpfen versehenen Befestigungsmuttern eingeführt und nach einer Drehung um 90° zum Festhalten gebracht werden.

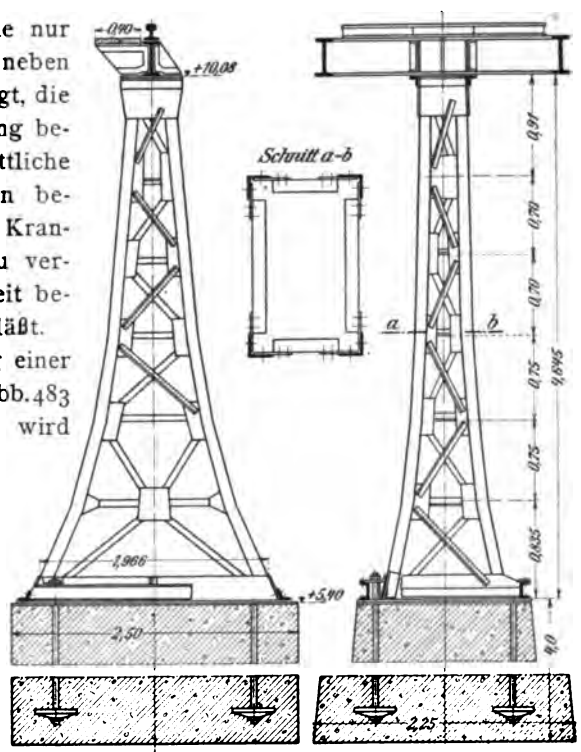


Abb. 484. Laufschienenunterstützung in Harburg.

Die Verbindung der oberen Laufschienen mit den zur Unterstützung dienenden gewalzten I- oder genieteten Trägern geschieht

[1]) Dr.-Ing. Martin Friedrich Arndt, Untersuchungen über die Entwicklung des Hamburger Hafens. Berlin 1913, M. Krayn.

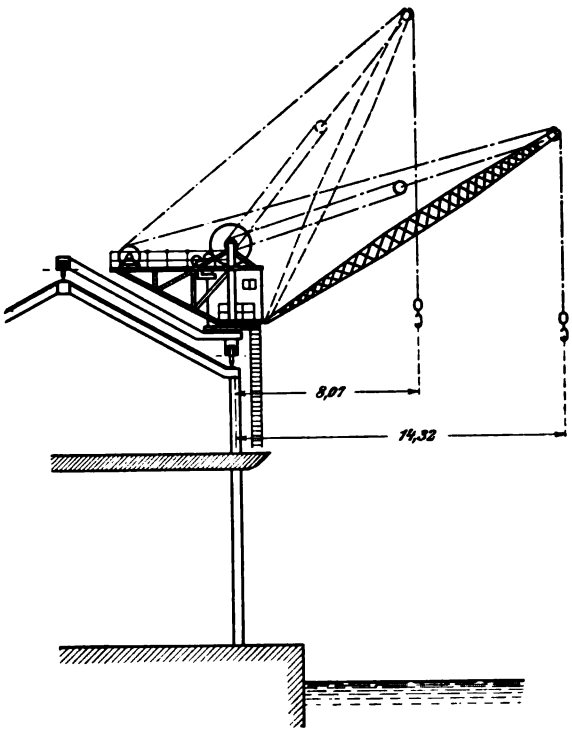


Abb. 485. Dachkran in Liverpool (elektrischer Antrieb).

gewöhnlich durch einfache Verschraubung, nur bei den genieteten Trägern müssen Unterlagsscheiben verwendet werden.

Sollen Halbportalkräne von einem Schuppen zum anderen gefahren werden oder sollen sie auch vor Lagerplätzen Verwendung finden können, so müssen für die obere Laufschiene besondere Unterstützungsgerüste gebaut werden. Ein Beispiel eines solchen aus Eisenfachwerk hergestellten Gerüstes zeigt Abb. 484, ebenfalls von dem neuen Harburger Hafen stammend. Die einzelnen Böcke stehen in 8,4 m Entfernung und sind in einem Betonklotz von 4,0 m Höhe verankert worden.

Die Anordnung von Halbportalkränen und von Unterstützungsgerüsten für die obere Kranlaufschiene wird bisweilen an Lagerplätzen der Aufstellung von Vollportalkränen vorgezogen, weil die Stützen des Gerüstes weniger Platz beanspruchen als

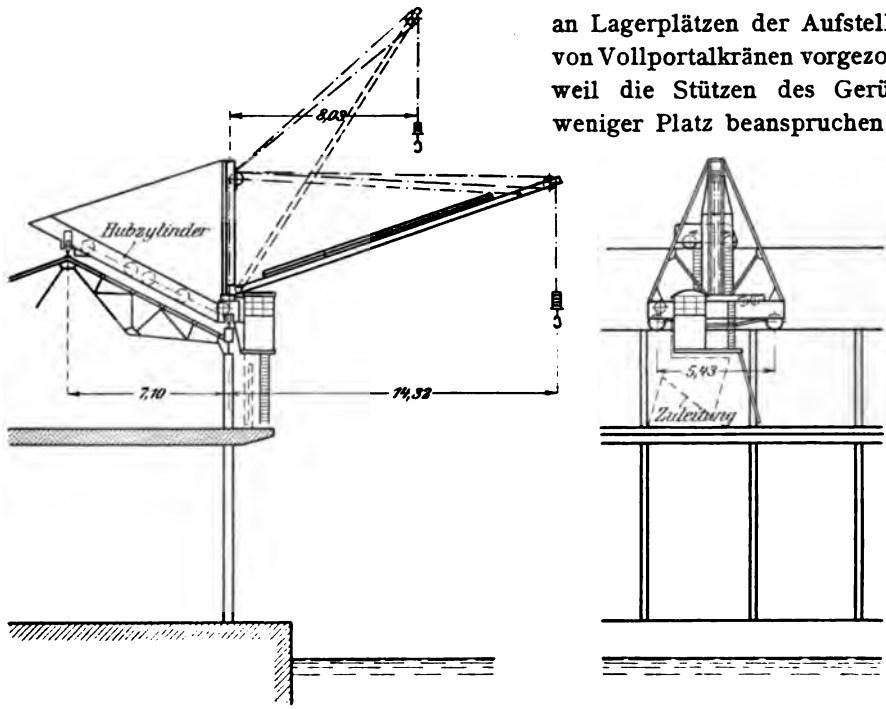


Abb. 486. Dachkran in Liverpool (Druckwasserantrieb).

die Portalstützen. Bei Holzlagerplätzen verdienen dagegen Vollportalkräne den Vorzug, da dann das Kranschienengerüst für die ungehinderte Bewegung der Lagerhölzer störend ist.

Dachkräne. In Fällen, wo die Kaibreite nur sehr schmal ist, wie bei den auf S. 320 u. f. in Kapitel XII geschilderten Anlagen, ist für die Aufstellung der Kräne vor dem Schuppen kein Platz vorhanden. Man hat nun in Liverpool ein Aushilfsmittel darin gefunden, daß man zur Aufstellung der Kräne das Dach benutzte, indem man eine Laufschiene auf der Firstkante und die andere auf der Traufkante anordnete, wie es Abb. 485 u. 486 erkennen lassen. Die Kräne sind teils für elektrischen, teils für Druckwasserantrieb eingerichtet, ihre Tragkraft beträgt 1,5 t. Sie sind außerdem noch mit verstellbarem Ausleger versehen worden. Zugänglich sind sie durch eine Leiter von dem Fußboden des oberen Schuppengeschosses. Die Anordnung kann nur als ein Notbehelf zur Verbesserung einmal vorhandener Anlagen gelten, da sowohl das Absetzen der Güter auf dem schmalen Kaistreifen vor dem Schuppen Schwierigkeiten bereitet als auch der Kranführer von seinem Standpunkt aus die untere Kaifläche nicht übersehen kann. Die Anordnung einer breiten Kaifläche mit Portalkränen dürfte bei neuen Anlagen stets vorzuziehen sein.

d) Schwerlastkräne.

Wie in kleineren Häfen das Bedürfnis vorliegt, zur Bewältigung vereinzelt vorkommender schwerer Güter einen oder den anderen Kran aufzustellen, so ist es in großen zur Notwendigkeit geworden, neben den vielen für den regelmäßigen Güterverkehr bestimmten Kaikränen noch Kräne zu besitzen, die selten vorkommende, ungewöhnlich schwere Güter zu heben imstande sind.

Man findet daher heute in fast jedem größeren Hafen mindestens einen Schwerlastkran, der Gewichte von 100 bis 120 und 150 t, ja sogar 250 t heben kann. In sehr großen Häfen sind außerdem bisweilen einige Kräne von mittlerer Tragkraft vorhanden, die zwischen 10 und 50 t schwankt.

Die Schwerlastkräne wurden ursprünglich von den Schiffswerften errichtet und zum Einsetzen der Kessel, schwerer Maschinenteile, wie Wellen usw., und der Masten benutzt. Sie gehören heute auch noch vorwiegend zum Bestand jeder größeren Bauwerft und daher auch der Kriegshäfen. In neuerer Zeit sind aber auch für den allgemeinen Verkehr der Häfen Schwerlastkräne angeordnet worden. Ihre Aufstellung muß an einem solchen Platze erfolgen, der sowohl den einlaufenden als auch den ausgehenden Schiffen leicht zugänglich ist, da diese Kräne feststehen und die Schiffe zu ihnen hin verholen müssen. Meist handelt es sich nur um die Abgabe oder Aufnahme weniger schwerer Stücke, nach deren Löschung sie nach den gewöhnlichen Ladestellen verholen oder die sie zur Vervollständigung ihrer Ladung vor der Abfahrt aufnehmen.

Wie die Kaistrecke mit dem Schwerlastkran den Schiffen leicht zugänglich sein muß, so muß sie es auch für die Eisenbahnwagen sein. Es muß ferner Wert darauf gelegt werden, daß die Kräne nur durch Weichenverbindungen und nicht durch Drehscheiben zugänglich sind, da schwere Lasten bisweilen auf mehreren gekuppelten Wagen verladen ankommen oder abgesandt werden.

Masten- und Scherenkräne. Die ältesten Vertreter der Schwerlastkräne sind die Masten- und Scherenkräne. Bei ihnen besteht der Ausleger aus zwei gespreizt gestellten Streben, die an dem Kopf den oberen Block eines mehrrolligen Flaschenzuges tragen und am unteren Ende um eine wagerechte Achse drehbar sind. Diese Streben werden durch ein von ihrem Kopf ausgehendes, zu einer mit dem Grundmauerwerk verankerten Winde führendes Zugseil oder Kette gehalten bezw. geneigt. Häufiger tritt an Stelle der Zugverbindung ein verstellbares Hinterbein. Das untere Ende dieser Hinterstrebe wird entweder von einer wagerecht oder geneigt gelagerten Schraubenspindel geführt oder an der Kolbenstange eines Druckwasserzylinders befestigt und kann durch Ein- bezw. Auslassen von Druckwasser bewegt werden.

Einen Scherenkran der ersten Art mit wagerecht verstellbarer Hinterstrebe, zu deren Bewegung eine Schraubenspindel dient, zeigt Abb. 487 aus Chatham.[1]) Der Kran wird durch zwei Dampfwinden betrieben und kann

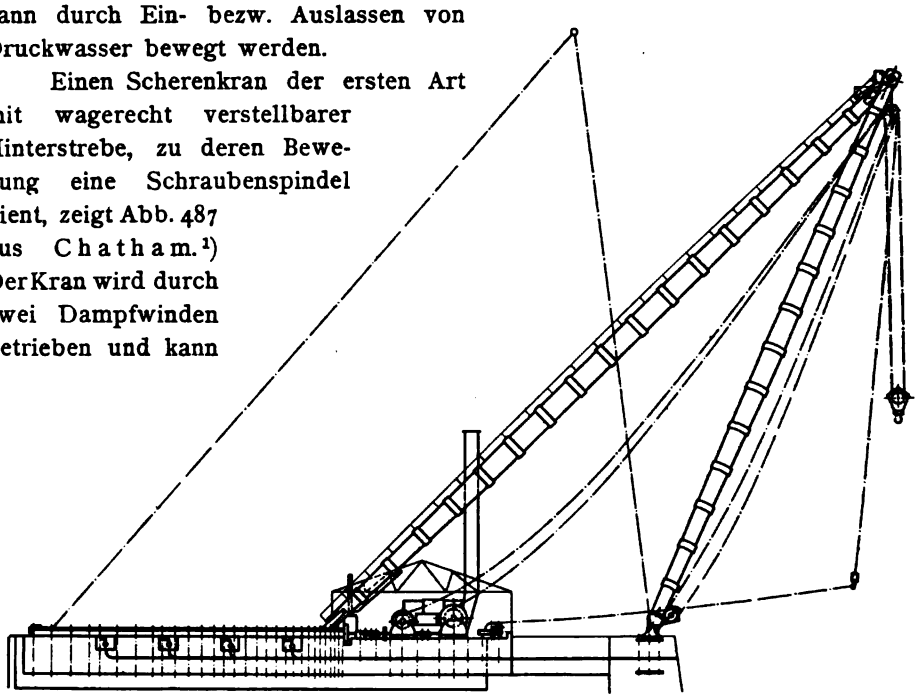


Abb. 487. Scherenkran mit wagerecht verstellbarer Hinterstrebe.

180 t heben. Die Abbildung zeigt ihn in der weitesten Auslegung, die 8,75 m beträgt. Die gestrichelten Linien zeigen ihn in zurückgezogener Stellung, in der Lasten vom Lande bezw. von den zwischen seinen Stützen hindurchführenden Eisenbahngleisen abheben bezw. niedersetzen kann. Von den Abmessungen des Kranes erhält man eine Vorstellung, wenn man erfährt, daß die Vorderstreben 48,8 m hoch sind und 1,52 m Durchmesser haben; die Länge der hinteren Streben beträgt 64,0 m bei 1,83 m Stärke. Die Schraubenspindel hat bei einer Länge von 25,91 m einen Durchmesser von 29 cm und ein Gewicht von 11,0 t.

Die Verstellbarkeit der Hinterstütze geschieht mit Hilfe eines Druckwasserzylinders bei dem durch Abb. 488 dargestellten Scherenkran aus dem Hafen von Le Havre.[2]) Der Kran ist für 120 t Nutzlast und 150 t bei der

[1]) Engineering vom 21. Juli 1905, S. 81 u. 84.

[2]) Le Génie Civil vom 9. November 1901, S. 17 und Taf. 2.

Probebelastung gebaut. Die Vorderstreben sind 45,7 m und die Hinterstrebe ist 37,94 m lang. Die Verstellung erfolgt durch einen 9,0 m langen, in einem gußeisernen Bock gelagerten Druckwasserzylinder; während der Arbeit wird die Hinterstrebe jedoch anderweitig gegen den Bock festgestellt. Die Ausladeweite beträgt, von der Kaikante an gerechnet, nach der Wasserseite 9,0 m und nach dem Lande zu 11,0 m.

Zum Heben der Last dient gleichfalls ein Druckwasserzylinder, der an dem Kopf des Kranes drehbar und gelenkig gelagert ist. Der Zylinder besitzt eine Hubhöhe von 16,0 m. Zum Heben kleinerer Lasten ist ein Flaschenzug von 15 t Tragkraft vorgesehen.

Die vorbeschriebenen Scherenkräne, die früher sehr häufig ausgeführt wurden, haben manche Nachteile, die dazu geführt haben, daß heute andere Kransysteme zur Anwendung gelangt sind. Zu diesen Nachteilen gehört, daß die Last nur in einer Ebene bewegt werden kann, so daß die Schiffe ständig vor ihnen verholt werden müssen, daß ferner die sich über das Ufer neigenden Streben leicht mit den Schiffen in Berührung kommen und es nötig machen, die Schiffe vom Ufer abzurücken. Ferner sind

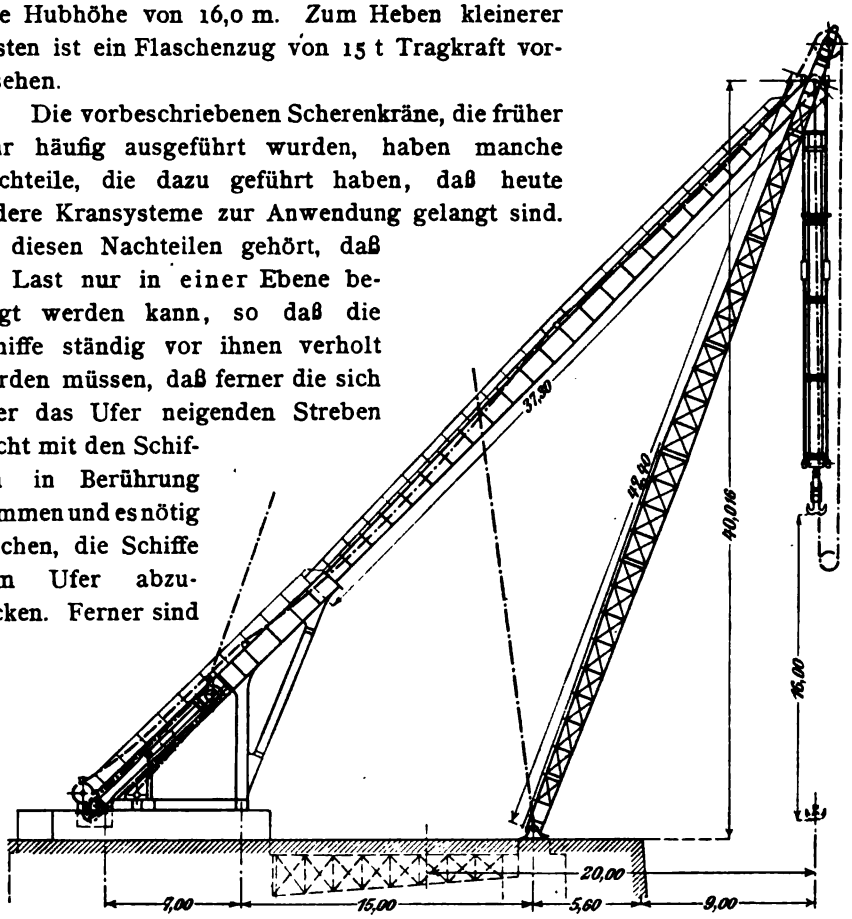


Abb. 488. Scherenkran, Hinterstrebe durch Druckwasserzylinder verstellbar.

die Scherenkräne wenig für sperrige Lasten geeignet, da die Vorderstreben nach oben zusammenlaufen und die Last beim Überneigen des Kranes zwischen ihnen hindurch muß. Diese Übelstände hat man allerdings dadurch zu vermeiden gesucht, daß man die Vorderstreben von der Uferkante zurückrückte, so daß die Lasten zwischen Kran und Kaikante herangefahren werden konnten. Endlich sind die Bewegungen sehr langsam, auch nehmen die Fundamente der Anlage zur Führung der Hinterstrebe einen sehr großen Teil der Kaifläche in hinderlicher Weise in Anspruch.

Derrickkräne. Einen die Nachteile der Scherenkräne vermeidenden Fortschritt im Kranbau bilden die Derrickkräne (vergl. auch die Ausführung auf S. 401). Diese Kräne bestehen aus einer drehbaren, mit dem Ausleger verbundenen Kransäule, deren unterstes Ende auf dem Fundament gelagert ist, während das obere Ende durch zwei bezw. drei Streben gehalten wird. Der Ausleger ist in der Regel wippbar eingerichtet. Durch die Drehbarkeit wird das Arbeitsfeld des Kranes erheblich ausgedehnt und das häufige, bei großen Schiffen schwierige Verholen vermieden. Zu beachten ist jedoch, daß die Arbeitsfläche des Kranes durch die Streben bedeutend eingeschränkt wird, so daß man im allgemeinen nur mit einer Drehbarkeit von 180° rechnen kann. Einen der größten Derrickkrane hat die Werft von Blohm & Voß in Hamburg errichtet (Abb. 489), der bei 17,5 m Gesamtausladung 150 t

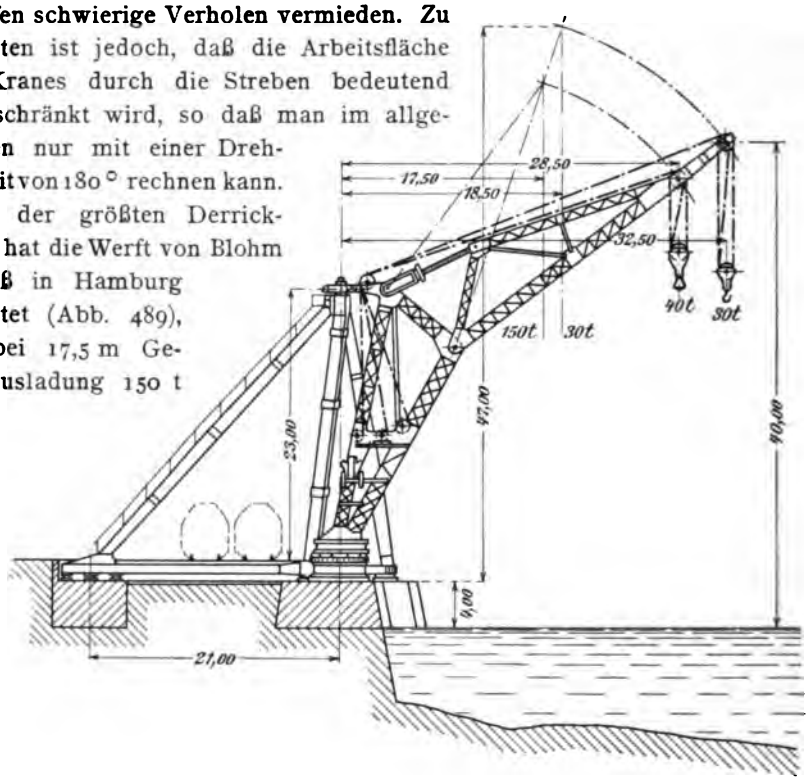


Abb. 489. Derrickkran (Blohm & Voß, Hamburg).

und bei 32,5 m Ausladung noch 30 t tragen kann. Die Rollenhöhe beläuft sich in letzterem Falle auf 40,0 m, so daß der Kran mit Vorteil für das Einsetzen der Schiffsmasten Verwendung fand. Wie die Abbildung zeigt, ist der Ausleger an einem dreibeinigen Bock drehbar befestigt; er ist aus Eisenfachwerk hergestellt und in seiner Mitte durch Einfügung eines Gelenks und einer verstellbaren Schraubenspindel wippbar eingerichtet. Auch dieser Kran hat noch den Nachteil, daß er unmittelbar am Ufer liegende Schiffe nicht bedienen kann.

Drehscheibenkräne. Den Mangel der unvollkommenen Drehbarkeit vermeiden die nach dem Drehscheibensystem gebauten Kräne (Abb. 465), von denen einer der größten Ende der achtziger Jahre für 150t Tragkraft bei 17,3 m fester Ausladung und 31 m Rollenhöhe über der Kaifläche in Hamburg an der Spitze der Hafenzunge zwischen Segelschiff- und Moldauhafen, am sogenannten Kranhöft zur Aufstellung gelangte.

In der dargestellten Form haben diese Drehscheibenkräne, die auf der Kaifläche einen bedeutenden Platz fortnehmen und dazu zwingen, die am Kai entlanggeführten Eisenbahngleise zu unterbrechen oder zurückzulegen, mannigfache Mängel. Auch müssen sie infolge ihres selbständigen Freistehens sehr schwer gehalten werden. Die geneigte Lage des festen Auslegers beschränkt außerdem den benutzbaren Raum über der Wasserfläche. Ein Teil dieser Nachteile wurde bei anderen Ausführungen dadurch vermieden, daß man den Drehscheibenkranz auf portalartige, eiserne Unterbauten legte und den Ausleger wippbar einrichtete.

Ihre neueste Gestaltung haben die Drehscheibenkräne durch die Hammerdrehscheibenkräne erhalten, die sich besonders bei den Schiffswerften eingebürgert haben. Der Name Hammerkran stammt von der hammerähnlichen

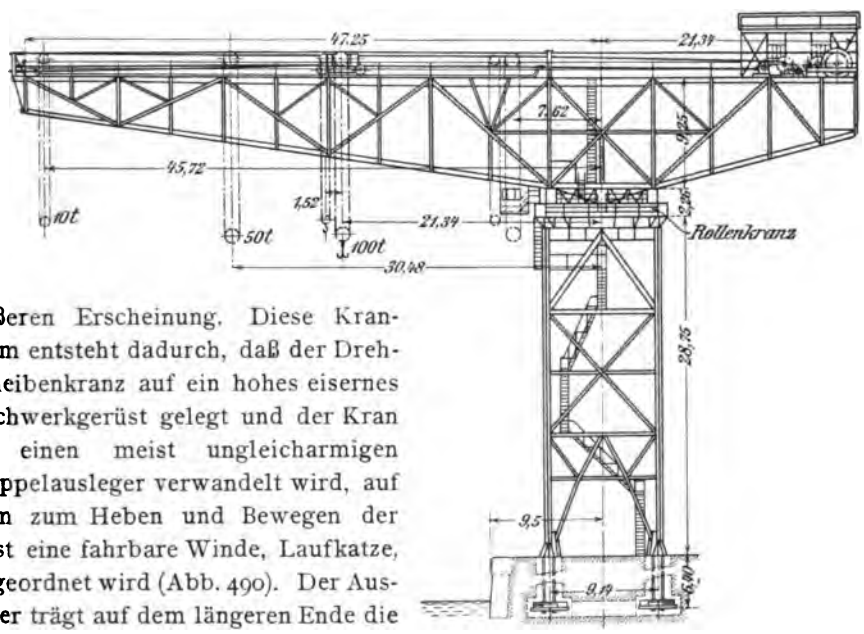


Abb. 490.
Hammerdrehscheibenkran (Earles Schiffswerft in Hull).

äußeren Erscheinung. Diese Kranform entsteht dadurch, daß der Drehscheibenkranz auf ein hohes eisernes Fachwerkgerüst gelegt und der Kran in einen meist ungleicharmigen Doppelausleger verwandelt wird, auf dem zum Heben und Bewegen der Last eine fahrbare Winde, Laufkatze, angeordnet wird (Abb. 490). Der Ausleger trägt auf dem längeren Ende die fahrbare Winde und auf dem anderen, kürzeren die Maschinenanlage, die gleichzeitig als Gegengewicht wirkt.

Die Vorteile dieser Kranformen sind leicht erkennbar: Der Platz auf der Kaifläche wird nur durch die Stützen des eisernen Turmgerüstes beschränkt, da der untere Teil des Gerüstes so ausgebildet werden kann, daß Eisenbahnwagen unter ihm hindurchfahren können. Die Ausleger lassen ferner den Raum über dem Wasser sowohl als auch über dem Lande vollkommen frei und ermöglichen ferner eine bedeutende Auslegerweite. Auch können die Schiffe unmittelbar am Ufer liegen. Außer der Drehbewegung ist eine Querbewegung über dem Schiff durch Verschieben der Laufkatze schnell und sicher möglich.

Der durch Abb. 490 dargestellte Kran dieser Art ist auf Earles Schiffswerft in Hull ausgeführt worden und läßt die Anordnung der wichtigsten Bauteile klar erkennen.[1]) Die Höhe des Gerüstes bis zum Drehscheibenkranz be-

[1]) The Engineer vom 4. Juni 1909, S. 586.

trägt 28,73 m, die Länge des langen Auslegerarmes 47,24 m und die des kürzeren 21.34 m. Die Tragkraft der Laufkatze beträgt bei 11,84 m nutzbarer Ausladung 100 t, bei 21,98 m Ausladung 50 t und bei der größten von 36,22 m noch 10 t. An der Laufkatze befindet sich für die schnelle Bewegung kleinerer Lasten eine Hilfswinde von 10 t Tragkraft. Alle Bewegungen werden elektrisch angetrieben.

Ein noch größerer Kran der gleichen Art befindet sich auf einer Werft in Wallsend in England; er trägt 150 t bei 16,15 m Nutzausladung, der Rollenkranz befindet sich 30,6 m über der Kaifläche.[1])

Derartige Kräne haben eine ziemlich große Verbreitung erfahren, ihre Hauptvorteile gegenüber den vorigen Beispielen bestehen darin, daß sie das Fundament nicht durch Zugkräfte belasten, daß sie keine auf Verdrehung beanspruchte Kransäule enthalten und daß die mit letzterer verbundenen, stark gedrückten Spurlager in Fortfall kommen

Hammerkräne. Eine weitere, in neuerer Zeit gebräuchliche Form für Schwerlastkräne ist aus den Fairbairnkränen entwickelt worden, bei denen die Kransäule in einen Schacht des Fundamentmauerwerks hinabreicht und unten durch ein Spurlager und an der Oberkante des Fundamentklotzes durch ein Rollenlager gestützt wird. Die Herstellung dieses Schachtes verursacht mannigfache Unbequemlichkeiten und Kosten, aus diesem Grunde ist man dazu übergegangen, die ganze Führung aus dem Schacht herauszuheben und über Gelände anzuordnen. Dies geschah, indem ein pyramidenförmiges Eisenfachwerkgerüst aufgestellt wurde, das an seinem oberen Ende einen Kranz zur Führung der Kransäule trägt. Das Spurlager für den Fußpunkt der Säule wurde über dem Gelände angeordnet, so daß bei dieser Anordnung alle beweglichen Teile leicht zugänglich wurden. Der Kran selbst wurde in der vorgeschriebenen Form in Gestalt von zwei Auslegern an die Mittelsäule angeschlossen, so daß der bewegliche Teil eine T-förmige Gestalt annahm. Diese Form, die mit einem Hammer Ähnlichkeit hat, wenn man die Mittelsäule als Stiel ansieht, hat diesen Kränen den Namen Hammerkräne eingetragen. Erst von ihnen ist die für die oben beschriebenen Drehscheibenkräne gleichfalls benutzte Bezeichnung Hammerdrehscheibenkräne entlehnt worden, da sie die ersten und eigentlichen Vertreter dieser Kranart sind.

Eine der ersten größeren Ausführungen eines Hammerkranes erfolgte im Jahre 1900 bei dem Kaiserdock in Bremerhaven. Der dort errichtete Kran besaß eine Tragkraft von 150 t bei einer veränderlichen Ausladung von 8 bis 22 m und einer Hubhöhe von 30 m (Abb. 491). Die Höhe des Führungsgerüstes erreichte 26,3 m und die Oberkante der Schiene für die Laufkatze 36,0 m über der Höhe der Kaimauer. Bemerkenswert ist bei dieser Ausführung, daß nur der längere Ausleger von der Laufkatze befahren werden kann, und daß der kürzere nur zum Tragen eines festen Gegengewichtes dient.

Bei neueren Kränen der gleichen Art wurde die Anordnung so getroffen, daß der kürzere Auslegerarm die Laufkatze für die Höchstlast, der längere dagegen eine kleinere für eine geringere Last trug, dabei dienen die Lauf-

[1]) The Engineer vom 20. August 1909, S. 189.

katzen gegenseitig in ausgefahrener Stellung als Gegengewicht. Zur Sicherheit sind Einrichtungen getroffen, die dafür Sorge tragen, daß stets der unbenutzte Laufwagen ausgefahren und festgestellt sein muß, wenn der andere bewegt werden soll. Ein derartiger Kran ist u. a. für die Howaldt-Werke in Kiel und für die Werft des Österreichischen Lloyd in Triest erbaut worden.

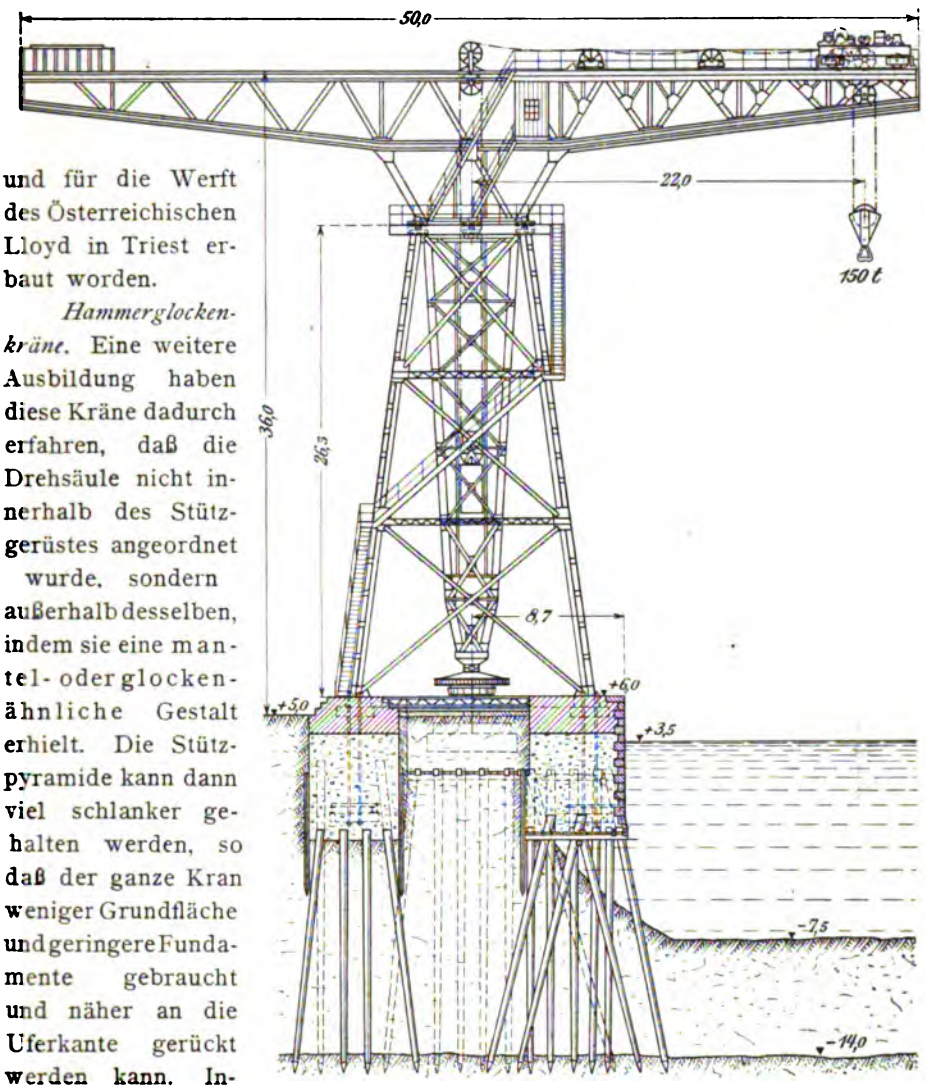


Abb. 491. Hammerkran am Kaiserdock in Bremerhaven.

Hammerglockenkräne. Eine weitere Ausbildung haben diese Kräne dadurch erfahren, daß die Drehsäule nicht innerhalb des Stützgerüstes angeordnet wurde, sondern außerhalb desselben, indem sie eine mantel- oder glockenähnliche Gestalt erhielt. Die Stützpyramide kann dann viel schlanker gehalten werden, so daß der ganze Kran weniger Grundfläche und geringere Fundamente gebraucht und näher an die Uferkante gerückt werden kann. Infolgedessen kann die gleiche Nutzausladung mit kürzeren Kragarmen erreicht werden. Ein solcher für die Werft von Tecklenborg in Geestemünde hergestellter Kran wird durch Abb. 492 wiedergegeben. Hier ist zwar wieder das Windewerk fest am Ende des kurzen Kragarmes aufgestellt, eine Verbesserung aberinsofern vorgenommen worden, daß die Laufschienen für die Laufkatze zwischen die Trägerwände gelegt wurden, und daß die Schienen auf den Obergurten der Hauptträger zur Aufstellung eines fahrbaren kleinen Auslegerkranes benutzt

wurden. Die Tragkraft dieses Kranes ist auf 20 t bemessen, er kann Lasten bis zu dieser Grenze, ohne daß der große Kran in Bewegung gesetzt wird, vom Lande aufheben und in die Schiffe setzen. Durch seine Form ist er ferner besonders befähigt zum Einsetzen der Schiffsmasten, was mit den Hammerkranen nicht möglich ist, da die über der Laufkatze befindlichen Kragarme für das Aufhängen der Masten hinderlich sind.

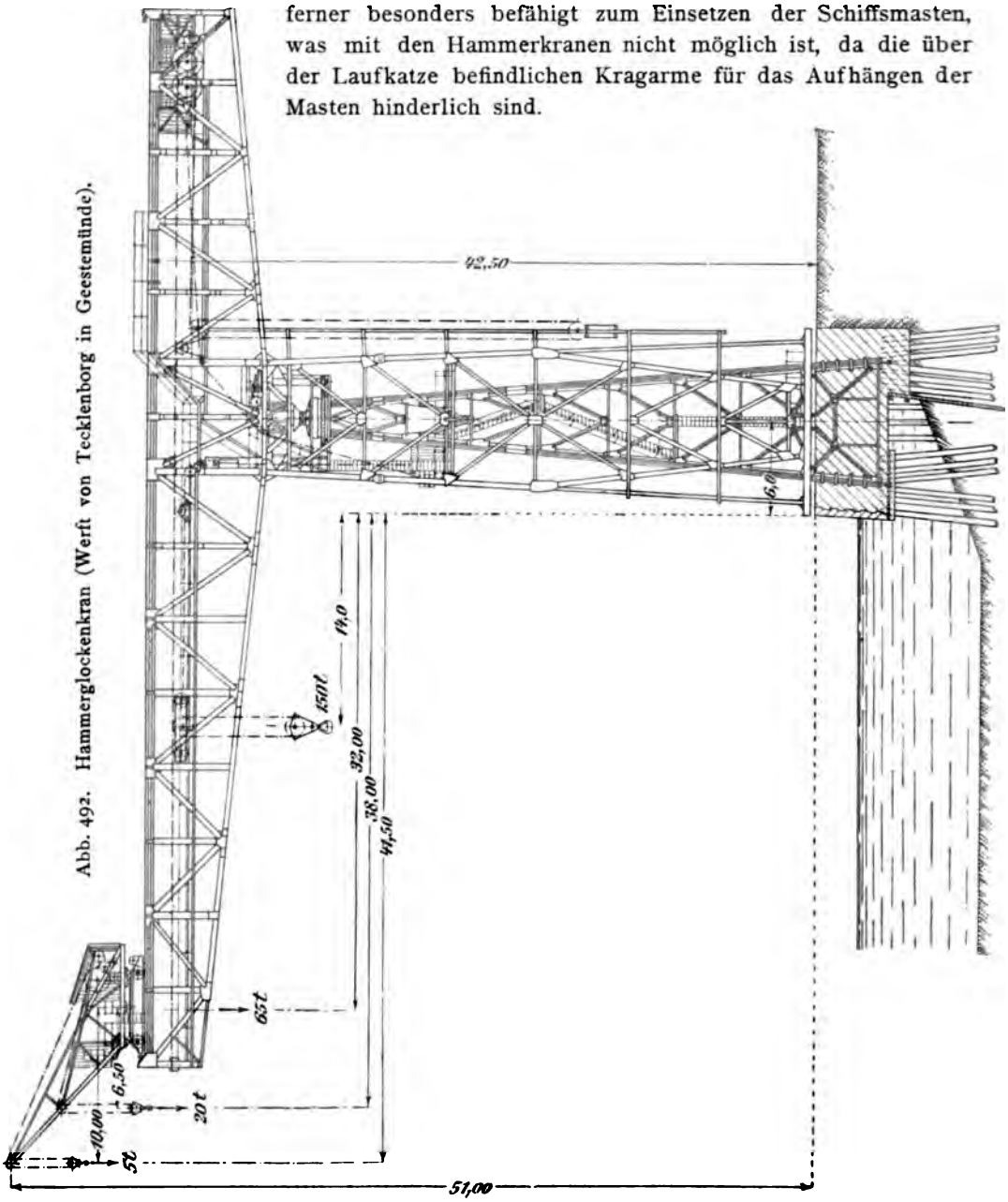


Abb. 492. Hammerglockenkran (Werft von Tecklenborg in Geestemünde).

Der Kran besitzt eine Tragfähigkeit von 150 t bei 14 m Nutzausladung; bei der äußersten Stellung der Laufkatze kann er noch 65 t in 32 m Entfernung von der Uferkante tragen. Bei Anwendung des Hilfskranes hebt er 20 t bei 38,0 m Ausladung und 5 t bei 41,5 m. Die Laufschienen für

den Hilfskran liegen 42,5 m über Gelände, seine Rollenhöhe beträgt sogar 51 m.

Anstatt die Laufschienen für die Laufkatze tiefer zu legen, kann man sie auch auf die Oberkante der Hauptträger neben diejenigen für den Hilfskran legen, nur muß dieser dann in seinem Unterbau portalartig ausgebildet werden, damit er über die Laufkatze hinwegfahren kann.

Weitere Abänderungen dieser Kräne können noch dadurch vorgenommen werden, daß die Glocke nicht so tief herunterreicht oder im unteren Teil einseitig ausgebildet wird, es wird dann der Raum dicht über dem Gelände durch den Kran noch weniger in Anspruch genommen. Von diesem Gedanken ist bei dem Ausrüstungskran der Vulkan-Werft in Hamburg und den neuesten weiter unten beschriebenen Schwimmkränen Gebrauch gemacht worden.[1]) Das Unterstützgerüst des Hamburger Kranes ist im unteren Teile dreibeinig und nur im oberen säulenförmig gestaltet. Die Vereinigung der drei in einem rechten Winkel zueinander stehenden Beine erfolgt in 31 m Höhe über dem Gelände, infolgedessen reicht die Glocke nur bis zu dieser Stelle hinab. Die Auslegerlängen erreichen das bedeutende Maß von 55,45 bezw. 34 m. Die Tragkraft beträgt bei 31,7 m Gesamtausladung 200 t und bei 51,40 m noch 100 t. Außerdem ist ein fahrbarer Hilfskran von 5 bis 20 t Tragkraft vorgesehen. Die große Auslegerweite wurde dadurch bedingt, daß der Kran 7,0 m von der Uferkante aufgestellt werden mußte, um am Ufer noch den Platz für einen 10 bezw. 40 t tragenden, fahrbaren Turmkran frei zu lassen.

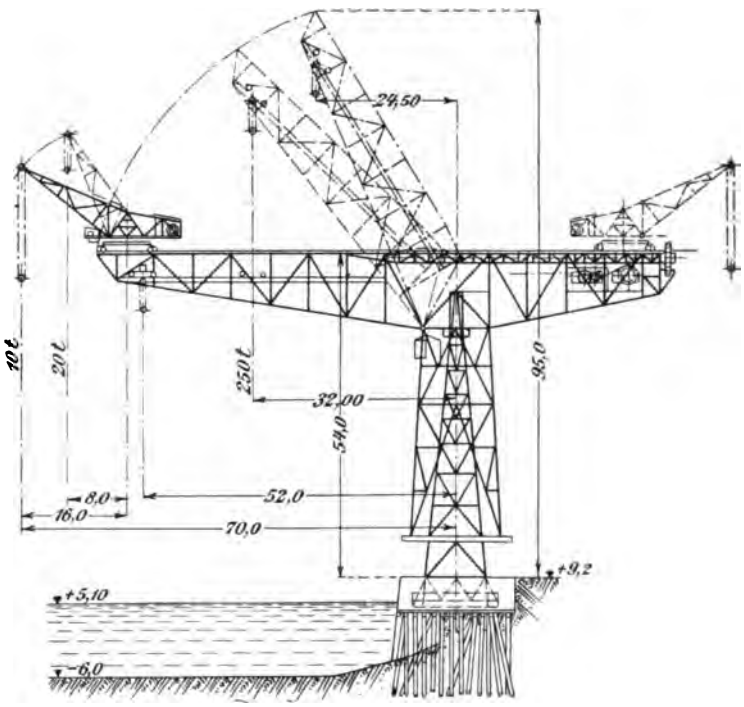


Abb. 493. Hammerglockenkran mit wippbarem Ausleger (Werft von Blohm & Voß, Hamburg.

Auch mit der eben geschilderten Form hat die Entwicklung der Schwerlastkräne noch nicht Halt gemacht. Bei dem durch Abb. 493 dargestellten Kran der Werft von Blohm & Voß in Hamburg ist die Tragkraft bis auf 250 t bei rd. 24 m Nutzausladung gesteigert worden und ferner eine Vervollkommnung

[1]) Le Genie Civil vom 28. September 1912, S. 443 u. 444.

dadurch erreicht, daß der große Kragarm aufwippbar eingerichtet wurde, um den Schiffen das Anlegen zu erleichtern. Der Kran besitzt gleichfalls eine in Glockenform ausgebildete Drehsäule, die jedoch nicht bis zum Boden herunterreicht. Er ist ferner mit einem Hilfskran von 10 bis 20 t Tragkraft versehen

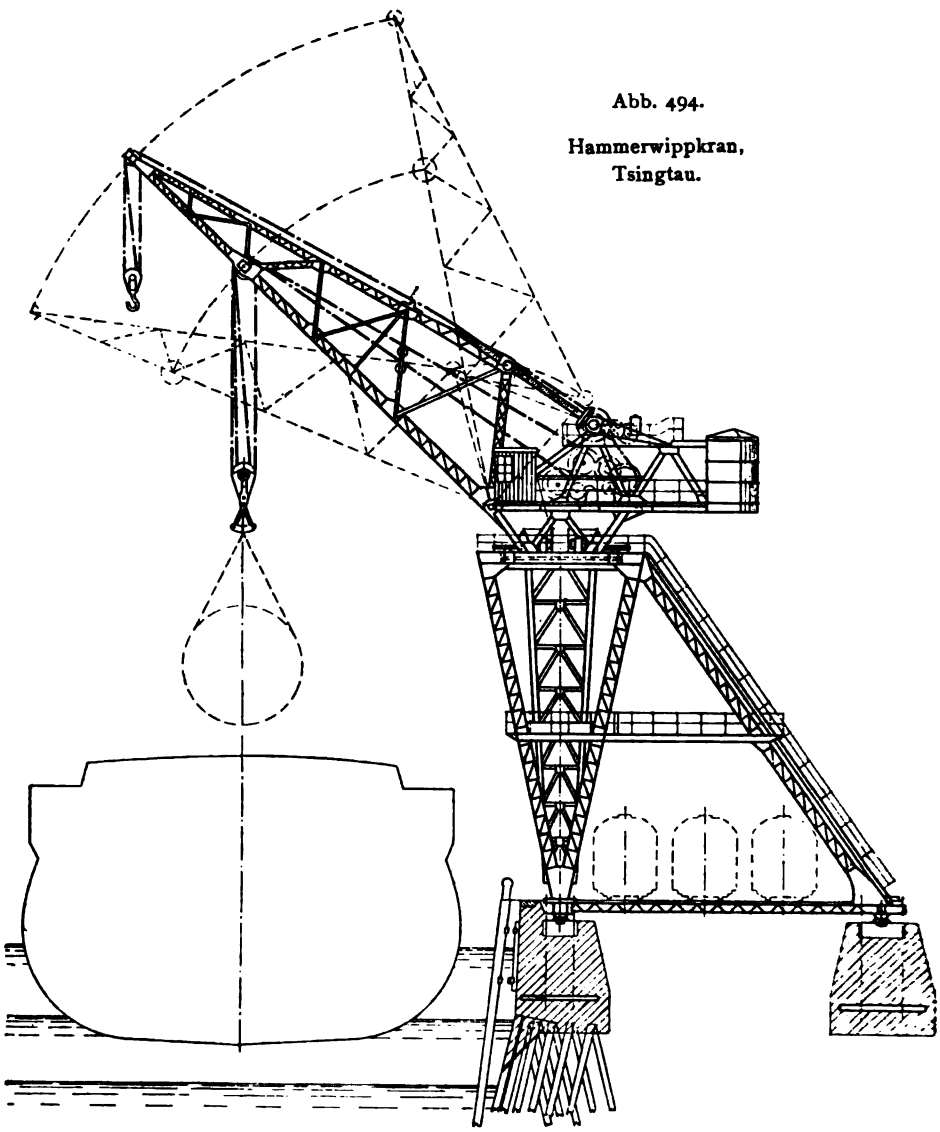


Abb. 494.

Hammerwippkran, Tsingtau.

und trägt die Laufschienen für die Laufkatze zwischen den Hauptträgern. Bemerkenswert ist für diesen größten aller Kräne, daß die Auslegerspitze in aufgewipptem Zustande die gewaltige Höhe von 95 m über dem Gelände erreicht.[1]) Die größte Ausladung, die mit dem Hilfskran erreicht werden kann, beläuft sich auf 70 m.

[1]) Le Génie Civil vom 28. September 1912, S. 443 u. 444.

Hammerwippkräne. Bei einer letzten Kranform, die für die Hafenanlagen in Tsingtau zur Ausführung gelangte, war man bestrebt, den Platz am Ufer möglichst wenig in Anspruch zu nehmen und gegenüber den Hammerkränen mit wagerechtem Ausleger eine größere Beweglichkeit zu gewinnen, ohne jedoch die Vorteile der älteren Kräne in bezug auf Tragkraft und Wirkungsbereich einzubüßen. Diese Bestrebungen führten zu dem durch Abb. 494 dargestellten Hammerwippkran.[1]) Bei diesem Kran wird die bereits früher beschriebene Anordnung der innen liegenden Kransäule mit äußerem Führungsgerüst beibehalten, das Gerüst erhält aber die in der Abbildung erkennbare, eigenartige Form, die es einmal ermöglicht, die Kransäule dicht an die Uferkante heranzurücken, bei dem vorliegenden Beispiel beträgt der Abstand zwischen Drehachse und Uferkante nur 2,0 m, und ferner den Verkehr am Ufer nur wenig beschränkt. Wie die Abbildung zeigt, können drei Eisenbahngleise dicht an dem Kran vorbeigeführt werden. Für den Kran selbst sind nicht wie bei den bisherigen Hammerkränen wagerechte Ausleger gewählt worden, sondern es ist an deren Stelle ein wippbarer, durch ein Gegengewicht ausgeglichener Ausleger getreten. Die Grenzstellungen des Auslegers sind aus der Abbildung zu ersehen; in aufgerichtetem Zustande läßt er den Raum über der Wasserfläche fast ganz frei, so daß Schiffe mit Masten und hohen Aufbauten ohne Störung anlegen können. Die Verstellbarkeit des Auslegers gestattet dem Kran, auch zwischen den Masten und Schornsteinen der Schiffe zu arbeiten, ohne daß diese verholt werden müssen. Endlich ist die Beweglichkeit wegen der geringeren schwenkenden Eigengewichte erheblich größer als bei den Hammerkränen. Dagegen werden die Beschaffungskosten für das Gerüst zweifellos größer.

Der Kran trägt bei 14,0 bis 4,93 m Nutzausladung in Höhen von 29,5 bezw. 34,4 m 150 t, ferner bei 17,6 m Ausladung 100 t und bei 28 m noch 50 t, bei 28,0 bezw. 43,25 m Höhe über der Grundfläche.

Die vorstehenden Beispiele zeigen, welche rege Entwicklung auf diesem Gebiet in neuerer Zeit zu verzeichnen ist, sie genügen aber auch, um den Hafeningenieur mit den verschiedenen Systemen und deren Haupteigenschaften bekanntzumachen. Erwähnt sei nur noch, daß die gleichen Formen naturgemäß auch für Kräne kleinerer Abmessungen und Tragkraft angewendet werden. In mehreren Fällen sind kleinere Kräne ähnlicher Formen auch fahrbar ausgeführt worden.

e) Schwimmkräne.

Im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Kränen, die an einen festen Ort oder an ein Gleis gebunden sind, können die Schwimmkräne ihren Ort beliebig verändern. Aus diesem Grunde bilden sie für alle Häfen ein kaum entbehrliches, wichtiges Hebezeug. Ihre Vorteile bestehen hauptsächlich darin, daß sie nach allen Teilen eines Hafens gelangen und somit auch alle auf Ankerplätzen oder an Dalben oder Bojen festgemachten Schiffe bedienen können, daß sie sich am Schiff entlang bewegen und damit ein Verholen der Schiffe unnötig machen. Sie stellen eine bequeme Verbindung zwischen beliebig gelegenen Werk- und Stapelplätzen dar und haben infolgedessen auch für

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 6. Oktober 1906, S. 1606.

den Umschlagverkehr eine nicht zu unterschätzende Bedeutung; in letzterer Hinsicht sind sie besonders in ruhigen Hafenbecken für den Umschlag von den Seeschiffen zu Binnenfahrzeugen geeignet. Auch für am Ufer liegende Schiffe haben Schwimmkräne Bedeutung, indem sie das Löschen bezw. Verladen von Gütern nach oder von den an der Wasserseite der Schiffe liegenden Leichter- oder Binnenfahrzeugen erleichtern. Sie spielen eine besondere Rolle bei der Kohlenversorgung der Schiffe, auf die im nächsten Abschnitt noch hingewiesen wird.

Abgesehen von der Verwendung für Verkehrszwecke haben Schwimmkräne auch noch für den Hafenbau großen Wert, z. B. für das Versetzen von großen natürlichen oder aus Beton hergestellten Blöcken, ferner bei dem sonstigen Versetzen und Einbauen schwerer Gegenstände. Endlich finden Schwimmkräne mit Vorteil beim Heben gesunkener Gegenstände, von Ankern und kleineren Fahrzeugen Verwendung, sowie auch bei dem Verlegen von Bojen und deren Verankerung.

Die meisten Schwimmkräne sind für das Heben größerer Lasten eingerichtet; in einigen Häfen, wo der Umschlag von Seeschiff zu Binnenschiff einen großen Umfang hat, oder viel Schiffe auf dem offenen Wasser liegen, sind Schwimmkräne mit kleinerer Tragkraft, 1,5 bis 3,0 bis 5,0 t als Ersatz für die ähnlich bemessenen Kaikräne beschafft worden. Sie werden dann vorwiegend für die Stückgutverladung benutzt. Solche Schwimmkräne finden sich z. B. im Hafen von Emden und in einer Anzahl französischer Häfen. So besitzt Dünkirchen 20 Schwimmkräne und 41 Kräne auf dem Lande und Rouen 82 Schwimmkräne unter im ganzen 149 Hebemaschinen.

Die Bauart der Schwimmkräne von kleinerer Tragkraft unterscheidet sich von den am Lande üblichen Formen hauptsächlich dadurch, daß sie auf einem Schiffsgefäß, Ponton, errichtet sind. Zu beachten ist hierbei, daß infolgedessen die Aufstellungsebene um so viel tiefer liegt, als die Oberfläche der Pontons tiefer als die Kaifläche sich befindet; es muß daher die Auslegerhöhe entsprechend größer bemessen werden, damit sie über die Bordkante hinüberreichen können. Besonderer Wert ist ferner auf eine genügend hohe Lage des Führerstandes zu legen, damit der Führer die erforderliche Übersicht über die Bewegungen der Last erhält. Eine Höhe von 7,0 m vom Verdeck des Pontons an sollte als Mindestmaß gelten. Ratsam ist es ferner, das Schiffsgefäß so geräumig zu bemessen, daß die Unterkunftsräume für die Kranbesatzung darin untergebracht werden können.

Als Betriebskraft wird in der Regel Dampf verwendet, da hierdurch die Unabhängigkeit der Kräne am sichersten gewahrt bleibt. Die Verwendung elektrischer Maschinen kann nur für solche Kräne in Betracht kommen, die dauernd in der Nähe eines Ufers arbeiten, damit der elektrische Strom ihnen leicht durch Kabel zugeführt werden kann. Die Fortbewegung dieser Kräne wird in der Regel durch Ausbringen von Trossen und Verholen bewirkt. Zur Erleichterung dieses Vorganges werden häufig an den Ecken des Pontons maschinell angetriebene Winden oder Spills aufgestellt; größere Entfernungen legen sie mit Hilfe von Schleppdampfern zurück.

Für Kräne, die öfter zur Ortsveränderung gezwungen sind, empfiehlt es sich, das Ponton mit Schiffsschrauben zu versehen, damit sie sich selbständig

bewegen können; gewöhnlich werden zwei Schrauben nebeneinander angeordnet, da sie die Drehung des Schiffsgefäßes, wenn gleichzeitig eine Schraube vorwärts und die andere rückwärts schlägt, sehr erleichtern.

Schwimmkräne für den Umschlagverkehr. Die Anwendung von Schwimmkränen kleinerer Tragkraft ist im allgemeinen eine beschränkte geblieben, da ihre Ausnutzbarkeit geringer ist als die der Landkräne und da die Anschaffungskosten durch die Beschaffung des Schiffsgefäßes erheblich höher ausfallen.

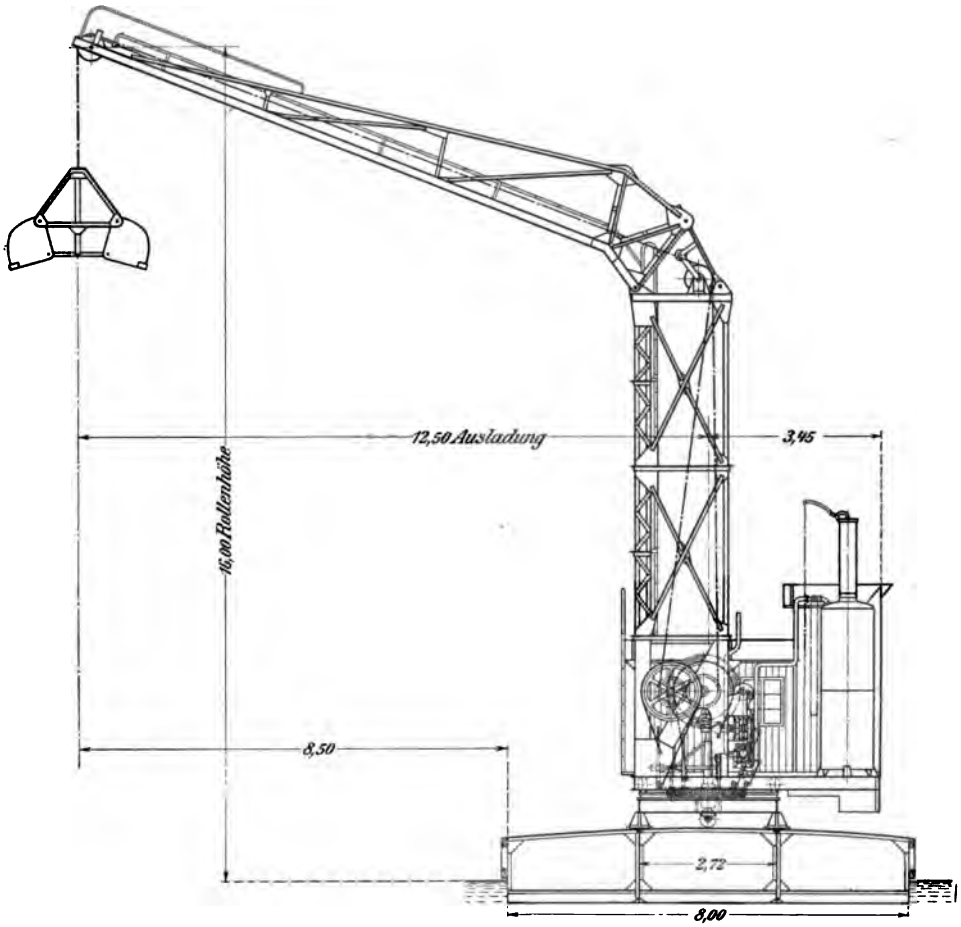


Abb. 494 a. Schwimmkran, Emden.

Auch stellt sich die Unterhaltung und die Bedienung teurer als bei Landkränen. Man wird sie daher nur dort verwenden, wo besondere Verhältnisse trotz der erwähnten Umstände eine Wirtschaftlichkeit erhoffen lassen.

Als Beispiel sei einer der in Emden gebräuchlichen Schwimmkräne für 3 t Tragkraft durch Abb. 494 a vorgeführt. Der Kran wird durch eine Dampfmaschine angetrieben. Die Rollenhöhe beträgt bei einer größten Ausladung von 12,5 m bis zur Drehachse, bezw. 8,0 m von der Bordkante an, 16,0 m über dem Wasserspiegel. Die Auslegerweite kann verändert werden. Das Schiffsgefäß ist 28,0 m lang, 8,0 m breit und 1,3 m hoch; es kann durch zwei an den

Ecken aufgestellte, durch Wellen und Kegelräder von der Maschine des Kranes angetriebene Spills verholt werden. Der Tiefgang erreicht bei belastetem Ausleger nur 0,45 m und die Neigung des Pontons einen Winkel von 2° 20'.

Große Bedeutung haben dagegen für jeden Hafen aus den oben angeführten Gründen, von denen der ihrer Ortsveränderlichkeit der wichtigste ist, die Schwerlastschwimmkräne, die erfolgreich mit den auf dem Lande errichteten in Wettbewerb treten. Sie werden in neuerer Zeit für gleich große Tragfähigkeiten gebaut, mit ähnlich großen Auslegerweiten und Hubhöhen wie jene.

Die Schwerlastschwimmkräne haben eine ähnliche Entwicklung durchgemacht wie die auf dem Lande.[1])

Scherenkräne. Die ältesten Kräne waren Scherenkräne, bei denen zur Stützung der Lastrolle ein Dreibein durch schräg aufeinander zulaufende, an ihren Fußpunkten gelenkig gelagerte Vorderstreben und eine bewegliche Hinterstrebe gebildet wurde (Abb. 495a u. b). Das Einziehen bezw. Auslegen des

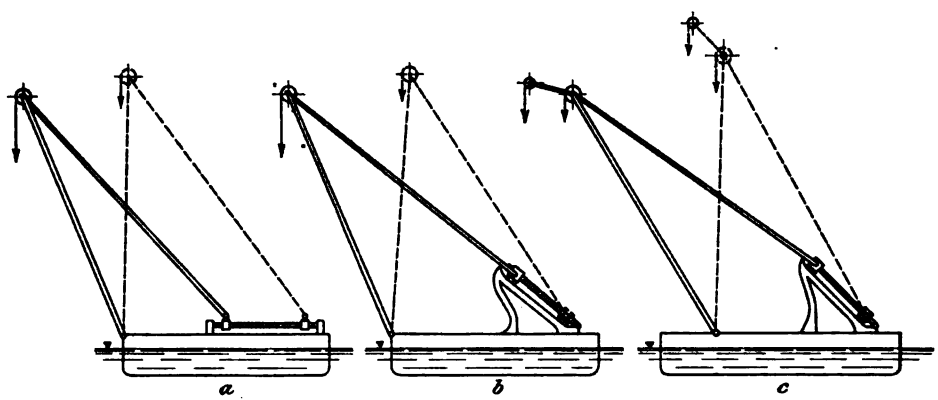


Abb. 495a bis c. Scherenkräne.

Kranes geschieht wie bei den landfesten Kränen dadurch, daß die Hinterstrebe am unteren Ende an einer von einer wagerecht oder geneigt angeordneten Schraubenspindel angelenkt ist. Die ersten Ausführungen hatten den Übelstand, daß die Kräne infolge des Überneigens der Vorderstreben über die Bordkante des Pontons nicht dicht an die Schiffe herangebracht werden konnten; diese Unbeqemlichkeit macht sich bei den Schwimmkränen in noch höherem Maße geltend, als bei den Landkränen, da der Drehpunkt der Streben bei den Schwimmkränen erheblich tiefer liegt, als wenn die Kräne auf dem Ufer errichtet werden. Ferner haben die Scherenkräne den Nachteil, daß die Größe der auf dem Ponton aufzulagernden Gegenstände von dem Raum zwischen den beiden Streben abhängig ist. Beide Nachteile können etwas gemildert werden, wenn man den Kran, wie es Abb. 495c zeigt, so anordnet, daß die Vorderstreben von der Pontonkante zurückrücken. Der Verlust an Auslegerweite ist durch Verlängerung der Hinterstrebe über den Schnittpunkt der

[1]) Die Entwicklung der Schwimmkräne von Wintermeyer, Schiffbau vom 8. Juni 1910, S. 599 u. f.

Vorderstreben hinaus ausgeglichen worden; der Platz vor den Streben kann zur Ablagerung von Gegenständen benutzt werden.

Die Scherenkräne dürfen im allgemeinen heute als veraltet gelten, da die neueren Formen die erwähnten Übelstände vermeiden und auch sonst noch Vorzüge aufweisen.

Kräne mit Wippausleger. Einen ersten Fortschritt in der Entwicklung der Schwimmkräne bedeuten diejenigen mit Wippausleger. Bei diesen sind die Dreibeine der Scherenkräne durch einen geknickten oder gekrümmten, aus Eisenfachwerk hergestellten Ausleger ersetzt, der um seine Vorderkante drehbar gelagert ist und durch eine an der Hinterseite gelenkig angebrachte Schraubenspindel gewippt werden kann. Wenn dann der Kran von der Vorderkante des Pontons genügend zurückgesetzt und auf einem festen Unterbau angeordnet wird, dann bleibt der Raum über dem Wasser an der Vorderkante des Pontons für die Schiffe völlig frei, obgleich eine große Ausladung erzielt wird, und ist ferner vor dem Kran auf dem Ponton genügend Platz zum Ablegen der zu befördernden und zu hebenden Gegenstände.

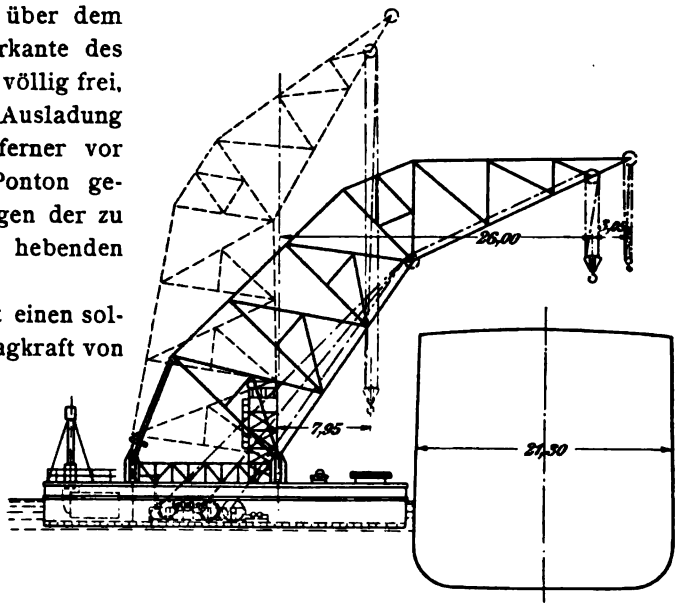


Abb. 496. Schwimmkran mit Wippausleger in Kawasaki.

Abb. 496 erläutert einen solchen Kran mit einer Tragkraft von 150 t, der im Hafen von Kawasaki in Japan Verwendung gefunden hat[1].) Wie die Abbildung zeigt, kann der Kran soweit aufgerichtet werden, daß er ganz über dem Ponton liegt, anderseits erreicht seine Ausladung für die Hauptlastrolle unter voller Belastung 26,0 m von der Kippkante an, d. h. etwa 15,0 m über die Bordkante des Pontons. Die Höhe des Lasthakens erreicht dabei 25,60 m über dem Pontondeck. Ein an einem Schnabel angebrachter Hilfsflaschenzug läßt für eine Nutzlast von 20 t eine um 3,05 m größere Auslegerweite erreichen. Die Probebelastung des Kranes wurde mit einem Gewicht von 180 t vorgenommen. Die kleinste Ausladung bei zurückgelegtem Ausleger beträgt 7,95 m, so daß die auf dem Schiffsgefäß lagernden Gegenstände leicht abgehoben werden können. Das Schiffsgefäß ist 30,5 m lang, 21,3 m breit und 3,65 m hoch; es besitzt keine eigenen Fortbewegungseinrichtungen. Diese Kranform gestattet, den Kran dicht an das Schiff heranzubringen und Gegenstände von bedeutender Länge auf dem Schiffsgefäß abzu-

[1]) Le Génie civil vom 28. August 1909, S. 321. — The Engineer vom 9. August 1909, S. 374.

lagern, da der Kran quer zur Längsachse desselben schwingt. Ein ähnlicher Kran befindet sich auch auf der Kaiserlichen Werft in Danzig.

Drehscheibenkräne. Werden mit Hilfe der Schwimmkräne mit wippbarem Ausleger schon manche Nachteile der Scherenkräne vermieden, so geschieht dies in noch höherem Maße bei den neuesten Formen, die mit drehbarem

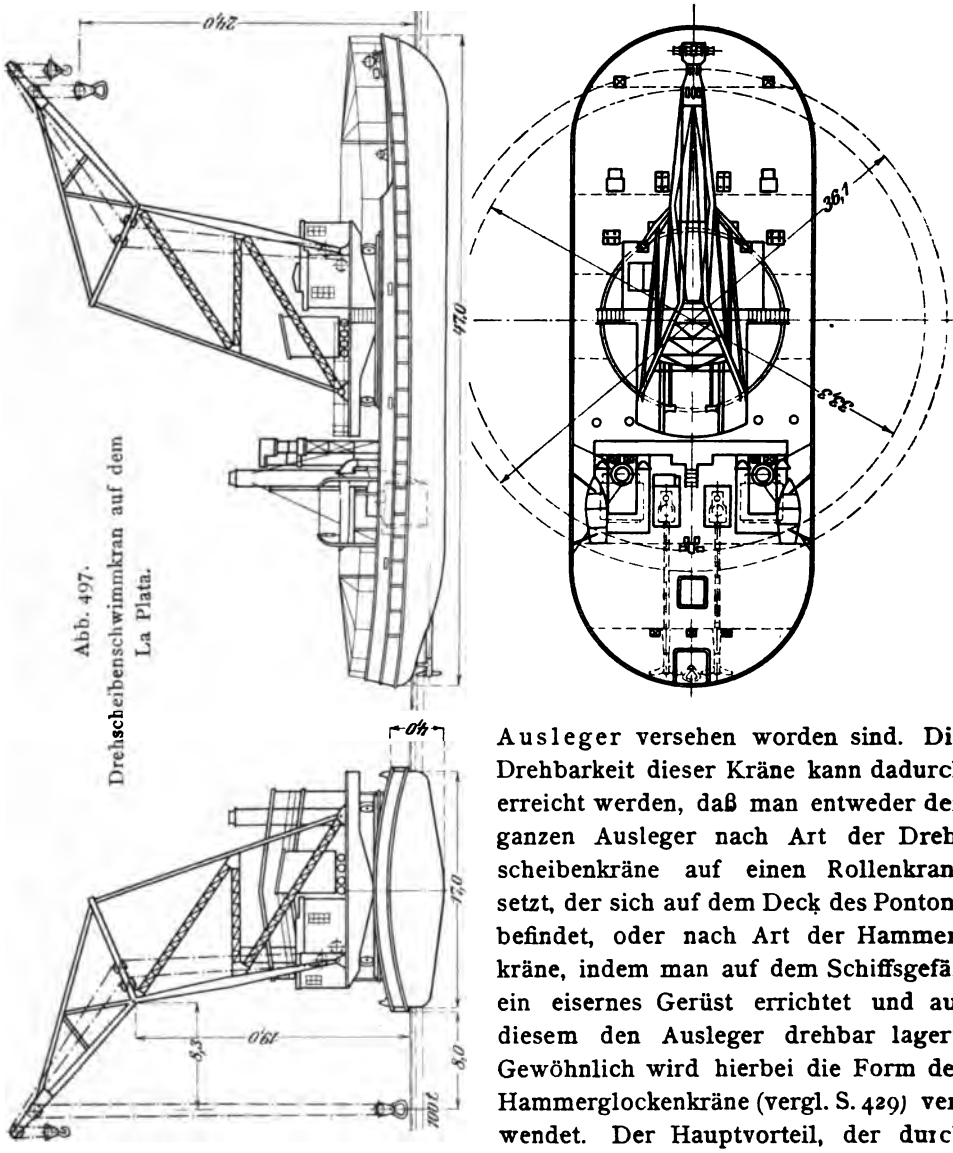


Abb. 497. Drehscheibenschwimmkran auf dem La Plata.

Ausleger versehen worden sind. Die Drehbarkeit dieser Kräne kann dadurch erreicht werden, daß man entweder den ganzen Ausleger nach Art der Drehscheibenkräne auf einen Rollenkranz setzt, der sich auf dem Deck des Pontons befindet, oder nach Art der Hammerkräne, indem man auf dem Schiffsgefäß ein eisernes Gerüst errichtet und auf diesem den Ausleger drehbar lagert. Gewöhnlich wird hierbei die Form der Hammerglockenkräne (vergl. S. 429) verwendet. Der Hauptvorteil, der durch die Drehbarkeit gewonnen wird, besteht darin, daß nun jeder Teil des Pontondecks für die Ablagerung von Gegenständen benutzt werden kann.

Ein Beispiel für einen Kran der ersten Art bietet Abb. 497 in einem für den La Plata in Argentinien bestimmten Kran mit 100 t Tragkraft. Der Kran besteht aus einem Fachwerkausleger geknickter Gestalt, der mit Rollen auf einem Schienenkranz auf dem Schiffsdeck drehbar ist. Die Hauptabmessungen

gehen aus der Abbildung hervor, bemerkt sei nur, daß der Schwimmkörper völlig schiffsähnlich ausgebildet wurde, damit der Kran leicht an verschiedenen Orten verwendet werden konnte; seine Fahrgeschwindigkeit, die durch Doppelschrauben erreicht wird, beträgt 8 Sm. in der Stunde, ist mithin recht beträchtlich. Ein zweiter Kran mit 60 t Tragfähigkeit wurde für dieselben Häfen hergestellt.

Ein nach dem gleichen Grundgedanken gebauter Drehscheibenschwimmkran, der auch wippbar ist, befindet sich im Hafen von Montreal mit einer Tragkraft von 75 t.[1])

Bei diesen Kränen ist der Ausleger nicht wippbar eingerichtet, es hätte sich das aber durch Einfügen einer gelenkig gelagerten Schraubenspindel unschwer erreichen lassen.

Hammerglockenkräne. Die drehbaren Kräne der zweiten erwähnten Art stellen heute die vollkommenste Ausführung der Schwimmkräne dar. Der Ausleger wird bei diesen Kränen auf einem festen, auf dem Schwimmkörper errichteten Eisenfachwerkgerüst drehbar so gelagert, daß die untere Verlängerung des Auslegers wie bei den oben beschriebenen Hammerglockenwippkränen glockenförmig umfaßt und die Führung nach unten verlegt wird. Von diesen Kränen, deren Anordnung Abb. 498 entspricht, befinden sich Ausführungen auf der Germaniawerft in Kiel, ferner in Bremen, in Yokosuka in Japan und in Belfast auf der Werft von Harland u. Wolff.[2]) Die Abbildung läßt das innere Stützgerüst, den gewaltigen Ausleger und das glockenförmige Führungsgerüst erkennen. Der Ausleger ist wippbar durch eine Gelenkstange, die an einem, auf der dem Ausleger gegenüberliegenden Seite lotrecht geführten und durch eine Schraubenspindel bewegten Wagen befestigt ist. Diese Anordnung ergibt gegenüber den bisherigen Wippeinrichtungen, bei denen die Schraubenspindel gleichzeitig als Gelenkstange benutzt wird, günstigere Beanspruchungen als die Schraubenspindel.

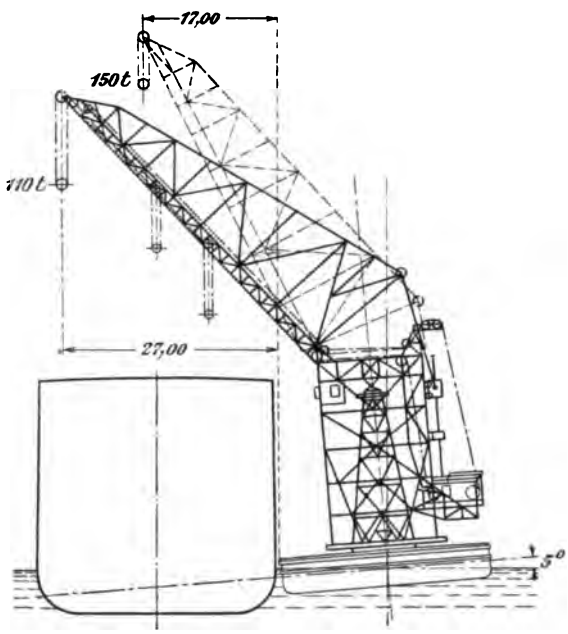


Abb. 498. Schwimmkran in Hammerglockenwippform in Belfast.

Eine weitere Neuerung bei diesen Kränen ist die, daß alle Getriebe elektrisch bewegt werden. Zu dem Zweck ist in dem Schwimmkörper, der

[1]) Engineering vom 17. September 1909, S. 381.

[2]) Le Génie civil vom 28. August 1909, S. 322. — C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen S. 348.

hier durchweg mit Schrauben zur eigenen Fortbewegung versehen ist, ein vollständiges elektrisches Kraftwerk aufgestellt worden. Als Hauptvorteil dieser Verbesserung ist hervorzuheben, daß der Führerstand an beliebiger Stelle angebracht werden kann, da er bei elektrischem Betrieb unabhängig von dem Standort der Maschinen ist. Derselbe befindet sich, wie Abb. 498 erkennen läßt, oben an der Glocke und gewährt so große Übersichtlichkeit. Die Tragkraft des dargestellten, in Belfast gebrauchten Kranes beträgt bei 27,0 m nutzbarer Ausladung 110 t und bei 17,0 m noch 150 t.

Das Schiffsgefäß ist 45 m lang, 26 m breit und besitzt 2 m Tiefgang. Bemerkenswert ist, daß der Kran nicht in der Mitte des Schwimmkörpers steht, sondern von drei Seiten desselben gleich weit entfernt ist; dadurch wird hinter dem Kran auf Deck ein größerer Ablagerungsplatz für die zu befördernden Gegenstände gewonnen.

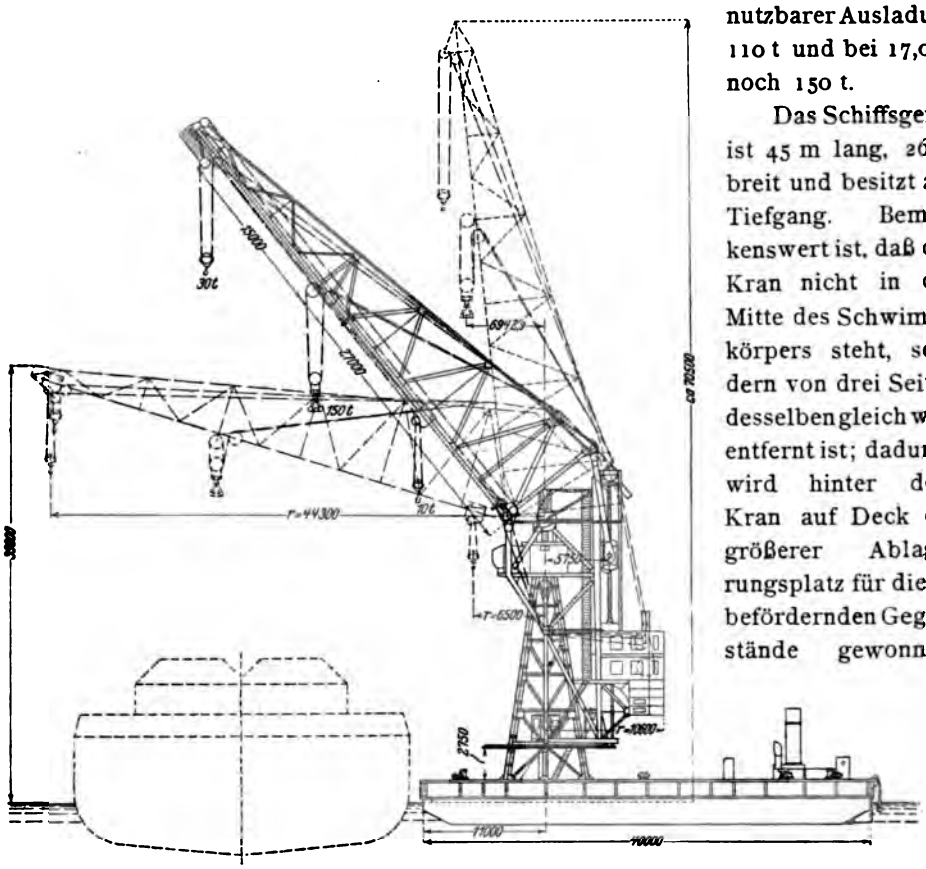


Abb. 499. Schwimmkran der kaiserlichen Werft in Kiel, Hammerglockenwippform.

Darauf, daß bei diesen drehbaren Kränen die Schwimmfähigkeit des Pontons bei allen Lagen des Auslegers besonders sorgfältig untersucht werden muß, sei noch hingewiesen. Die Standsicherheit wird wie bei allen Schwimmkränen durch Wasserballastkammern und hier außerdem noch durch ein bedeutendes, festes Gegengewicht erreicht.

Ein letztes Beispiel sei der für die Kaiserliche Werft in Kiel beschaffte Kran (Abb. 499)[1]), der nach den gleichen Grundgedanken hergestellt ist, insofern aber eine Abweichung zeigt, als die Glocke an der Seite des Auslegers helmartig ausgeschnitten ist; dadurch wird der durch das Führungs-

[1]) C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen, S. 358.

gerüst bei den vorigen Kränen in Anspruch genommene Platz erheblich verringert und mehr Platz auf dem Deck des Pontons gewonnen. Der Kran erreicht in aufgerichtetem Zustande 70,5 m, ist aber soweit niederzulegen, daß er nur 39,0 m Höhe einnimmt, so daß er leicht die Brücken des Kaiser-Wilhelm-Kanals durchfahren kann und auch in den Nordseehäfen verwendbar ist. Er trägt drei Lasthaken für Lasten von 10, 30 und 150 t. Der erstere ist an einer Laufkatze angebracht. Auch hier befindet sich, da alle Bewegungen elektrisch hervorgerufen werden, der Führerstand am oberen Rande der Glocke.

Diese Beispiele zeigen, welche bedeutende Entwicklung der Schwimmkranbau in neuerer Zeit genommen hat und lassen gleichzeitig erkennen, welcher Wert diesen Hebezeugen in den Hafenorten beigelegt wird.

IV. Aufzüge.

Die Aufzüge unterscheiden sich von den bisherigen Hebezeugen hauptsächlich dadurch, daß sie die Last nur in lotrechtem Sinne bewegen, während bei den anderen außerdem noch Bewegungen in wagerechtem Sinne erfolgen Ihr Anwendungsgebiet bilden in erster Linie die Speicher und Lagerhäuser, in zweiter Linie die mehrgeschossigen Schuppen. Sie zerfallen in zwei Hauptgruppen; bei der einen geschieht die Beförderung der Lasten nach Art der Fahrstühle in einem geschlossenen Raum und bei der anderen werden die Lasten durch Winden gehoben, die gewöhnlich an der Außenseite der Gebäude aufgestellt werden. Erstere haben den Vorzug, daß die Güter während des Hebens der Witterung nicht ausgesetzt sind und daher nicht durch den Wind in Schwankungen geraten, die sich bei großen Hubhöhen unangenehm fühlbar machen. Letztere haben diesem Nachteil gegenüber den Vorteil, daß sie die Waren unmittelbar von den an dem Speicher herangefahrenen Fahrzeugen, Wagen oder Schiffen aufnehmen und bis zu der gewünschten Stockwerkshöhe heben bezw. absetzen können, während bei den Fahrstühlen erst ein Heranrollen stattfinden muß.

1. *Fahrstühle.* Die allgemeine Anordnung eines Fahrstuhles wird durch die Darstellungen der Abb. 500 erläutert und zwar links für elektrischen und rechts für Druckwasserantrieb.[1])

Der Fahrstuhl bewegt sich in einem von gemauerten Wänden feuersicher umgebenen Schacht und wird in dem einen Falle durch eine elektrische Aufzugswinde, im anderen Falle durch einen Druckwasserzylinder mit Seilrollen bewegt. Ein Teil des toten Gewichts wird durch ein Gegengewicht ausgeglichen; dieses kann bei den elektrischen Fahrstühlen größer sein, als bei den mit Druckwasser angetriebenen, da diese für den Abwärtsgang eines gewissen Übergewichtes bedürfen. Bei der dargestellten Anordnung beträgt die Tragkraft des Fahrstuhles 0,45 t und die Förderhöhe 18.7 m. Beide Werte können bei anderen Ausführungen innerhalb weiter Grenzen abgeändert werden.

[1]) P. Eilert, Der Kraftverbrauch von elektrischen und hydraulischen Hebezeugen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 6. Juli 1912, S. 1061 u. f.; ebendaher Abb. 500 u. 501.

Der Antrieb bei dem elektrischen Aufzuge erfolgt durch einen Motor mit Wendepolen, der durch einen Umkehranlasser mittels Hebelsteuerung in Tätigkeit gesetzt wird. Die Kraftübertragung auf das Windewerk geschieht durch eine viergängige Schnecke. Die Geschwindigkeit des Fahrstuhles erreicht 1,25 m/Sek. Die Bedienung wird von dem im Fahrstuhl mitfahrenden Führer bewirkt.

Bei dem hydraulischen Fahrstuhl erfolgt die Hubbewegung durch Einlassen von Druckwasser in einen Zylinder, der für rund 2,33 m Hub ein-

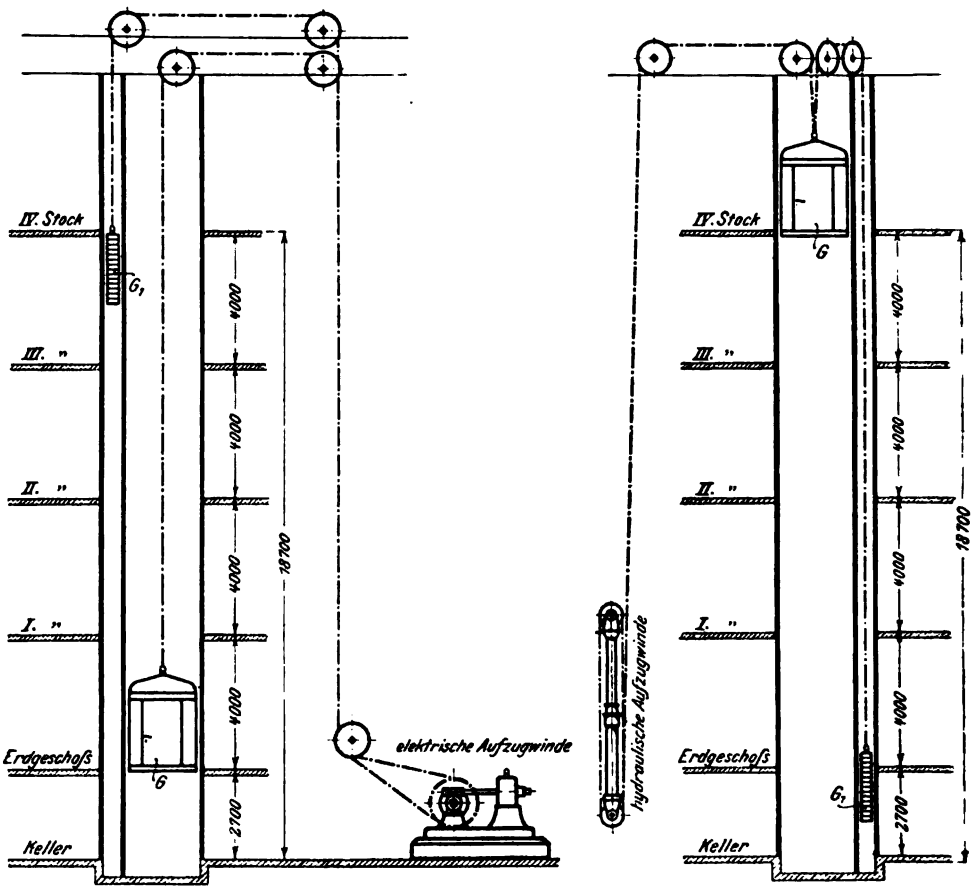


Abb. 500.
Grundzeichnungen von Fahrstühlen, mit elektrischem und hydraulischem Antrieb.

gerichtet ist und durch acht Rollen, je vier am Ende des Zylinders und an der Kolbenstange, die Förderhöhe von 18,7 m erreicht. Beim Abwärtsgang wird kein Wasser gebraucht, vielmehr wirkt der Zylinder als Wasserbremse.

2. Speicherwinden. Die Grundlagen der Anordnung von Speicherwinden werden durch Abb. 500 gekennzeichnet und zwar gleichfalls für elektrischen und hydraulischen Antrieb. Die Darstellung entspricht den Ausführungen, die in den Gebäuden der Hamburger Freihafen-Lagerhaus-Gesellschaft zur Aufstellung gelangt sind.

Im Gegensatz zu den Fahrstühlen sind hier die Windewerke nicht im Keller, sondern auf dem Boden untergebracht worden. Die Antriebmaschinen zeigen die gleiche Anordnung wie bei den Fahrstühlen, dagegen ist die Anwendung von Gegengewichten ganz in Fortfall gekommen. Die Lastseile werden über eine unter dem Dachgesims angebrachte Rolle geführt und tragen mit einer Warenschlinge die Last. Das Anlassen der Windewerke kann von

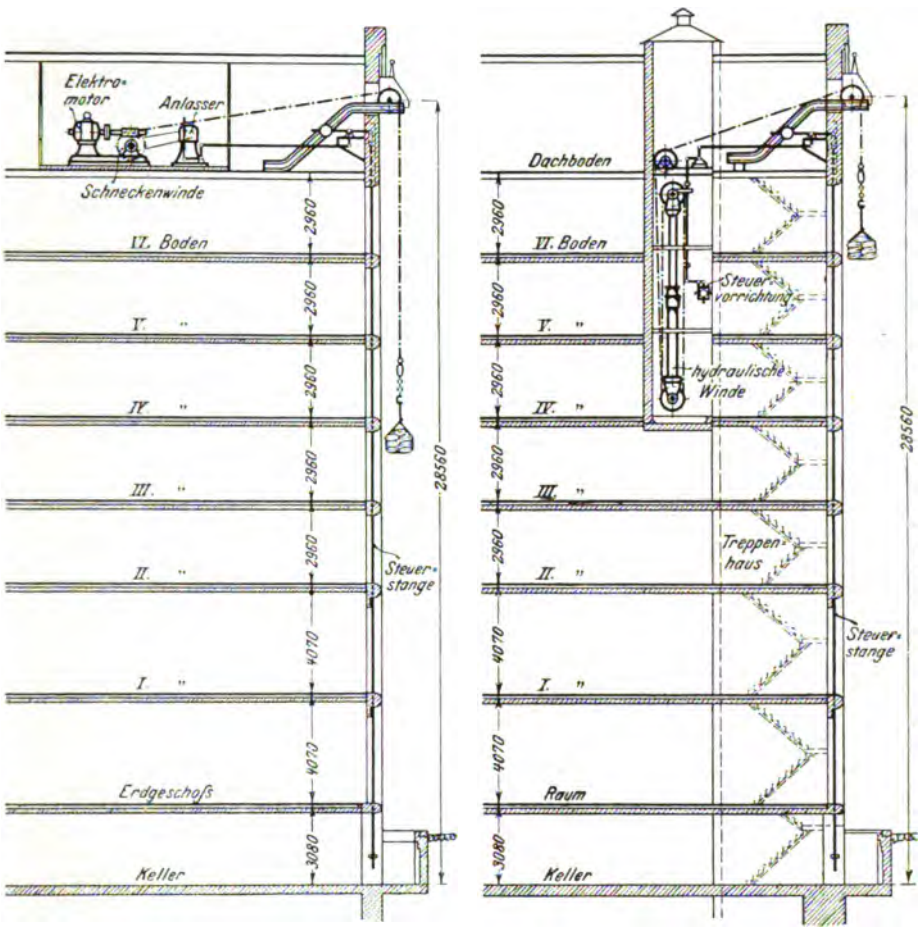


Abb. 501.

Grundzeichnungen von Speicherwinden, mit elektrischem bezw. hydraulischem Antrieb.

jedem Boden aus durch eine an den Ladeluken vorbeiführende Steuerstange geschehen.

Auf die in dem genannten Aufsatz vorgenommene Vergleichung der elektrischen und hydraulischen Hebezeuge, die hier am Eingang des Kapitels behandelt wurden, sei noch besonders hingewiesen und hervorgehoben, daß für Aufzüge der hydraulische Betrieb dadurch große Vorteile hat, daß zum Anheben der Last ein erheblich geringerer Kraftaufwand erforderlich ist als bei den elektrischen, und daß ferner die Bewegungen der Last in jedem Augenblick vollkommen durch den Steuerungshebel beherrscht werden, so daß so-

wohl die Geschwindigkeit beliebig verändert als auch an jeder beliebigen Stelle mit großer Genauigkeit angehalten werden kann.

V. Spills.

Die Spills sind ihrer Natur nach Windewerke, sie unterscheiden sich von den sonst gebräuchlichen dadurch, daß ihre Drehachse nicht wagerecht, sondern lotrecht gestellt ist. Sie finden Verwendung zum Verschieben von Eisenbahnwagen und zum Verholen von Schiffen. Für den ersteren Zweck finden sie Verwendung bei den Schuppen und Speichern, um die von der Eisenbahn zugestellten Wagen laderecht zu stellen und auf die Aufstellgleise zu bringen; zu dem letztgenannten Zweck ist ihr Platz vornehmlich an den Hafeneinfahrten und in den Vorhäfen von Schleusen. Sehr häufig findet man die Spills auch an den Massenförderanlagen zum Verholen von Schiffen. Entsprechend diesen beiden Verwendungsarten wird die von ihnen zu leistende Kraft verschieden groß bemessen. Für das Bewegen von Eisenbahnwagen und Verholen von Binnenschiffahrtsfahrzeugen wird die Zugkraft am Umfang der Windetrommel zu 400 bis 1000 kg gewählt, die zugehörige Umfangsgeschwindigkeit bewegt sich gleichzeitig innerhalb der Grenzen 1,0 bezw. 0,25 m/Sek. in der Weise, daß der mit der kleineren Zugkraft die größere Geschwindigkeit und umgekehrt verbunden wird.

Bei den an Schleusen- und Hafeneinfahrten sowie an Trockendocks aufgestellten Spills sind bisher Zugkräfte von 2,5, 5, 10 und 12 t zur Anwendung gelangt mit bezüglichen Geschwindigkeiten von 0,80, 0,20 und 0,10 m/Sek.

Für die größten Schiffe dürfte es ratsam sein, noch über dieses Maß hinauszugehen.

Meist werden die Spills so eingerichtet, daß sie verschiedene Zugkräfte ausüben können und dementsprechend auch verschiedene Umlaufgeschwindigkeit aufweisen.

Für den Antrieb der Spills wird sowohl Druckwasser als auch elektrische Kraft verwandt, für neue Anlagen dürfte nur noch der letztere Antrieb in Betracht kommen, da die Vorzüge desselben gerade bei den Spills besonders hervortreten (vergl. die Ausführungen auf S. 394 bis 399).

Abgesehen von den durch die Antriebsart bedingten Einrichtungen haben die Spills durchweg die gleiche Gestaltung. Sie bestehen aus einer lotrecht stehenden Welle, die durch ein mit dem Deckel verbundenes oberes Halslager und ein ebenfalls an dem Deckel oder an dem Gehäuse angebrachtes Spurlager in ihrer Lage gehalten wird. Am oberen Ende ist eine im oberen Teile zylindrisch, nach unten kegelförmig gestaltete Wickel- oder Windetrommel aufgekeilt, um die das Zugseil in mehreren Windungen gelegt wird. Bei den größeren Spills ist die Wickeltrommel am oberen Rande mit Löchern zur Aufnahme von Handspaken versehen, um für den Fall des Versagens des maschinellen Antriebs die Bedienung durch Menschenkraft bewirken zu können.

Bei den meisten Ausführungen ist die Einrichtung so getroffen worden, daß der Deckel durch zwei Zapfen drehbar so gelagert ist, daß er umgekippt

werden kann, um die an der Unterseite angebrachten Bewegungsvorrichtungen leicht nachsehen zu können.

Zum Ingangsetzen werden in den meisten Fällen Fußtaster benutzt, die um ein geringes aus dem Deckel hervorragen. Diese sind bisweilen so eingerichtet, daß durch mehrmaliges Treten verschiedene Geschwindigkeiten und Zugkräfte erzielt werden können und daß beim Nachlassen des Druckes die Motoren ausgeschaltet werden. In selteneren Fällen werden Steckschlüssel zum Anlassen verwendet. Weitere Besonderheiten der Ausgestaltung im einzelnen mögen die nachstehenden Beispiele erläutern.

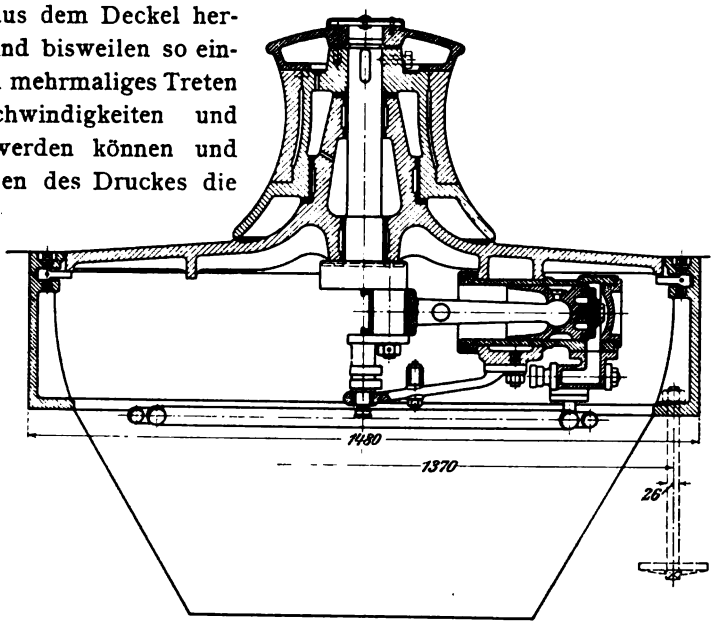


Abb. 502. Querschnitt.

Spills zur Bewegung von

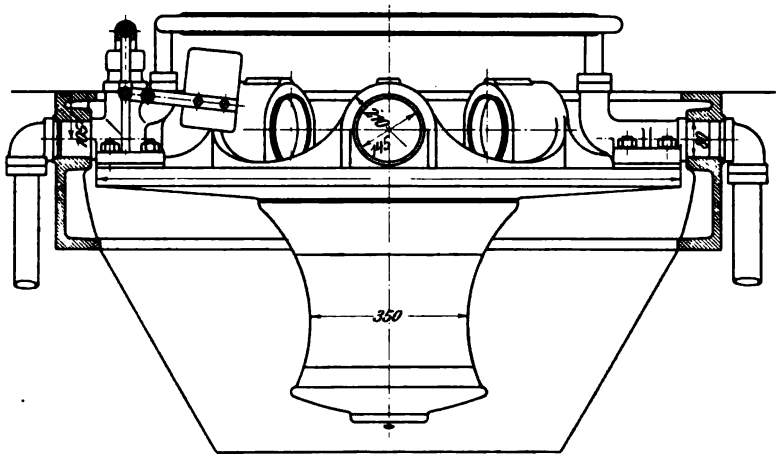


Abb. 503. Spill in umgeklappter Form.

Abb. 502 u. 503. Hydraulisches Spill im Hafen von Stettin.

Eisenbahnwagen. Diese am häufigsten gebrauchten Spills erhalten ihren Platz zwischen den Gleisen an den Stellen, wo regelmäßig Wagenverschiebungen vorgenommen werden müssen. Dies ist meist an den Enden der Schuppen und Speicher der Fall, in einigen Fällen werden sie auch zum Drehen der Wagen auf Drehscheiben verwendet, dann müssen sie in deren Nähe aufgestellt werden.

Die älteren Spills für diese Zwecke werden mit Druckwasser betrieben, so z. B. im Hafen von Stettin.[1]) Sie erhalten in der Regel Zugkräfte von 500 bis 1000 kg und etwa 1,0 bis 0,5 m/Sek. Umfangsgeschwindigkeit.

Abb. 502 zeigt einen Querschnitt durch eines der in Stettin aufgestellten Spills. Es ist darauf besonders der Schnitt durch einen der drei schwingenden, an der gekröpften Spillwelle angreifenden Druckwasserzylinder zu erkennen. Abb. 503 stellt das Spill in umgeklapptem Zustande zur Besichtigung der Antriebseinrichtungen dar und zeigt die Zuführung des Druckwassers.

In neuerer Zeit findet jedoch fast nur elektrischer Antrieb Verwendung. Die Bewegung der stehenden Welle kann hierbei entweder unmittelbar erfolgen, indem der Anker des Motors auf die Welle gesetzt wird, oder mittelbar, indem ein Vorgelege eingeschaltet wird. Im ersteren Falle erhält man, da die Umdrehungszahlen selten über 70 bis 80 in der Minute hinausgehen, langsam laufende und infolgedessen schwere und teure Motoren, im letzteren kann man schnell laufende und daher billigere verwenden und ihre Geschwindigkeit durch Übersetzungen verringern. Die letzte Anordnung verdient den Vorzug und wird auch in neuerer Zeit in verschiedenen Formen zur Ausführung gebracht.

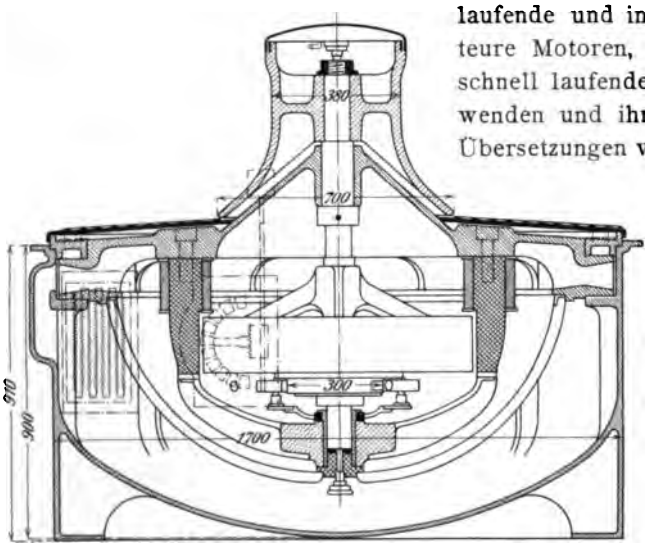


Abb. 504.
Spill der französischen Nordbahn, elektrischer Antrieb.

Ein Beispiel für die erste Form gibt Abb. 504 an einem Spill, wie es mehrfach von der Französischen Nordbahn verwendet wurde.[2]) Das Gehäuse ist im Grundriß kreisförmig; der Deckel ist an zwei Zapfen gelagert, so daß er nach dem Lösen der Verriegelung umgeklappt werden kann. An dem Deckel erhebt sich nach oben ein kegelförmiger Ansatz, der das Halslager für die stehende Welle bildet. An der Unterseite befinden sich kreuzförmige Rippen, die das Spurlager der Welle halten. Außerdem ist an der Unterseite des Deckels ein Ring mit den Polen des Elektromotors befestigt. Der Anker des Motors ist dagegen fest auf die Welle aufgekeilt. Der Durchmesser der Wickeltrommel beträgt 0,40 m, die Umdrehungszahl steigt bei den Leerläufen bis zu 70 und 80 in der Minute, in belastetem Zustande ergeben sich 12 bis 16 Umdrehungen. Die Zugkraft wechselt zwischen 1 und 1000 kg.

Die Spills wurden ohne Untermauerung in die Erde eingegraben und durch Pflaster umgeben. Diese Maßnahme bietet den Vorteil, daß die Spills,

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1899, S. 58 u. f.

[2]) Revue générale des chemins de fer vom 6. Juni 1897, S. 429.

wenn der zuerst gewählte Aufstellungsort sich nicht als günstig herausstellt, leicht versetzt werden können.

Im Gegensatz zu diesen Spills sind die auf dem Bahnhof Hauptzollamt der Wiener Stadtbahn verwendeten mit mittelbarem Antrieb durch ein Schneckenrad versehen worden (Abb. 505).[1]) Die Grundrißform ist hier elliptisch gebildet, die Umklappbarkeit des Deckels gleichfalls vorhanden. Der Antrieb geschieht jedoch durch einen an der Unterseite des Deckels angeschraubten eingekapselten Gleichstrommotor, dessen Welle durch eine nicht leitende Kuppelung mit einer Schneckenwelle verbunden ist, die in das auf der Hauptwelle des Spills sitzende Schneckenrad eingreift. Infolge dieser Übersetzung kann der Motor mit 700 Umdrehungen laufen, während gleichzeitig die Wickeltrommel des Spills nur 30 Umdrehungen in der Minute vollzieht. Hierbei beträgt die Zugkraft 600 kg, die für die Bewegung von 3 bis 4 beladenen Wagen ausreicht. Alle elektrischen Teile sind sorgfältig von den übrigen Eisenmassen des Spills getrennt. Das Gewicht der ganzen Einrichtung beläuft sich auf 3200 kg.

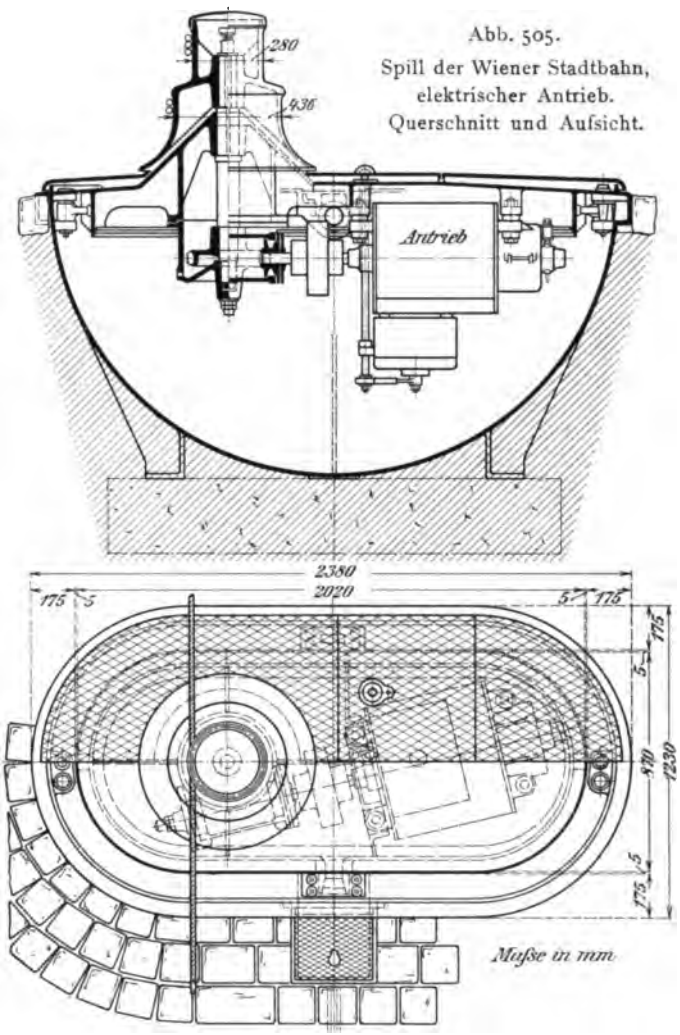


Abb. 505.
Spill der Wiener Stadtbahn, elektrischer Antrieb. Querschnitt und Aufsicht.

Eine weitere, sehr sinnreiche Antriebsweise zeigt das durch Abb. 506 wiedergegebene Spill.[2]) Bei demselben ist der unter dem Deckel liegende Teil der stehenden Welle gegabelt und in dieser Gabel der Antriebsmotor untergebracht, so daß dessen Welle senkrecht zu der Hauptwelle steht. Die Welle des Motors ist bis zum Rande des Gehäuses verlängert und trägt an ihrem Ende ein kleines Kegelrad, das an einem fest mit dem Gehäuse verbundenen

[1]) Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1900, 7. u. 8. Heft, S. 143, Taf. XXIII, Abb. 1 u. 3. [2]) La Revue technique vom 25. Oktober 1904, S. 1081 u. f.

Zahnkranz zum Eingriff kommt. Hierdurch wird gleichfalls eine starke Übersetzung erreicht, so daß ein kleiner, schnell laufender Motor ausreicht. Das Spill leistet mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 0,34 m Sek. eine Zugkraft von 400 kg, das Gewicht beträgt 2800 kg. Durch den Fußtaster können fünf Geschwindigkeitsstufen hergestellt werden.

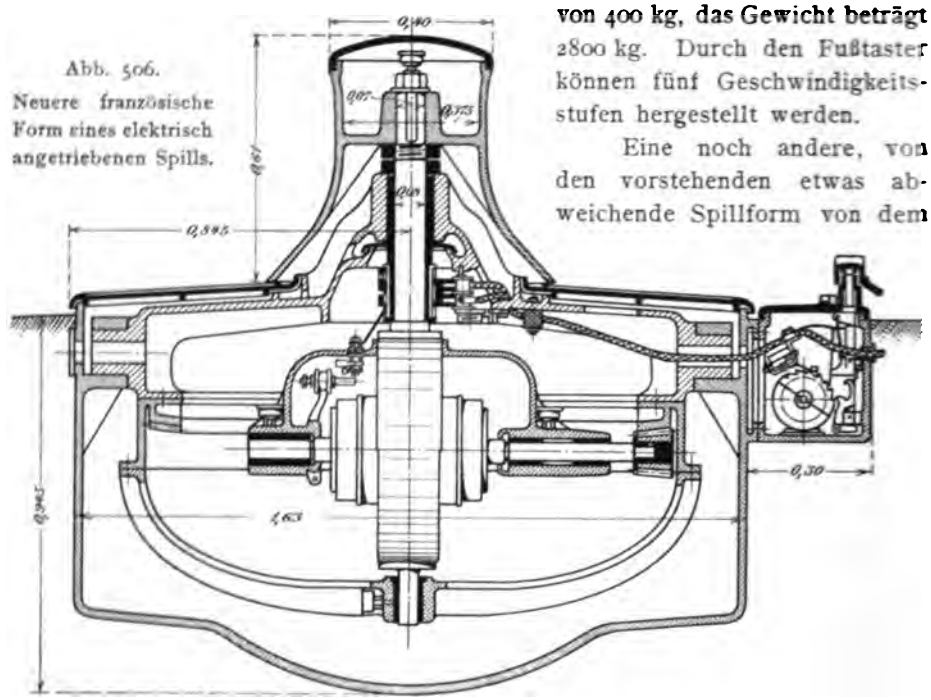


Abb. 506. Neuere französische Form eines elektrisch angetriebenen Spills.

Eine noch andere, von den vorstehenden etwas abweichende Spillform von dem Middlesbrough-Dock wird an der unten genannten Stelle beschrieben.[1]) Der Antrieb erfolgt dabei durch Zwischenschaltung eines Zahnradvorgeleges zwischen Motor und Spillwelle.

Spills zum Verholen von Schiffen. Soweit es sich um die Bewegung kleinerer Fahrzeuge handelt, kommen hierfür die gleichen Vorrichtungen in Betracht wie für Eisenbahnwagen. So sind z. B. in Port-à-l'Anglais an der Seine oberhalb Paris zur Beschleunigung der Schiffe bei der Ein- und Ausfahrt aus den Schleusen elektrisch angetriebene Spills verwendet worden, die in ihrer Bauweise den durch Abb. 504 dargestellten entsprechen.[2])

Die Wickeltrommel hat 0,38 m Durchmesser und macht in regelmäßigem Betrieb 8 Umdrehungen je Minute; die dann ausgeübte Zugkraft beträgt 800 kg. Unter diesen Verhältnissen ergibt sich eine Umfangsgeschwindigkeit von 0,16 m/Sek.

Hydraulisch angetriebene Spills ähnlicher Abmessungen befinden sich u. a. an der Mühlendammschleuse in Berlin, ihre Hauptteile werden durch Abb. 506a dargestellt.[3]) Die stehende Welle ist gekröpft und durch drei radial gelagerte, schwingende Druckwasserkolben angetrieben. Die Zuführung des Kraftwassers erfolgt durch die hohlen Drehachsen des umklappbar ein-

[1]) Engineering vom 24. Juni 1904, S. 907.

[2]) Annales des ponts et chaussées 1909, Heft 3, S. 36 und Taf. 11.

[3]) Zeitschrift für Bauwesen 1896, S. 58 und Tafel 13.

gerichteten Deckels. Die Zugkraft beträgt 1000 kg, die Geschwindigkeit am Umfang der Seiltrommel 0,50 m/Sek.

Wo es sich um das Verholen von Seeschiffen handelt, müssen Spills von bedeutend größerer Zugkraft und infolgedessen kräftigerer Ausbildung aufgestellt werden, anderseits darf die Umfangsgeschwindigkeit, da die großen Schiffe nur sehr langsam bewegt werden dürfen, sehr herabgesetzt werden. Bei den ausgeführten Anlagen schwankt die Zugkraft zwischen 5 und 12 t und die Geschwindigkeit von 0,20 bis 0,10 m/Sek. Für die zur Zeit gebauten größten Schiffe ist es vielleicht geraten, diese Werte noch zu vergrößern bezw. zu verringern. Als Maßstab für die Zugkraft kann die Festigkeit der von den Schiffen beim Verholen verwendeten Trossen gelten. Da diese nach den Angaben auf S. 296 bis zu 200 t anwachsen, so würde an Anlagen, wo Schiffe der größten Abmessungen mit Hilfe von Spills verholt werden sollen, die Zugkraft der Spills erheblich über das oben angegebene Maß hinaus gesteigert werden müssen.

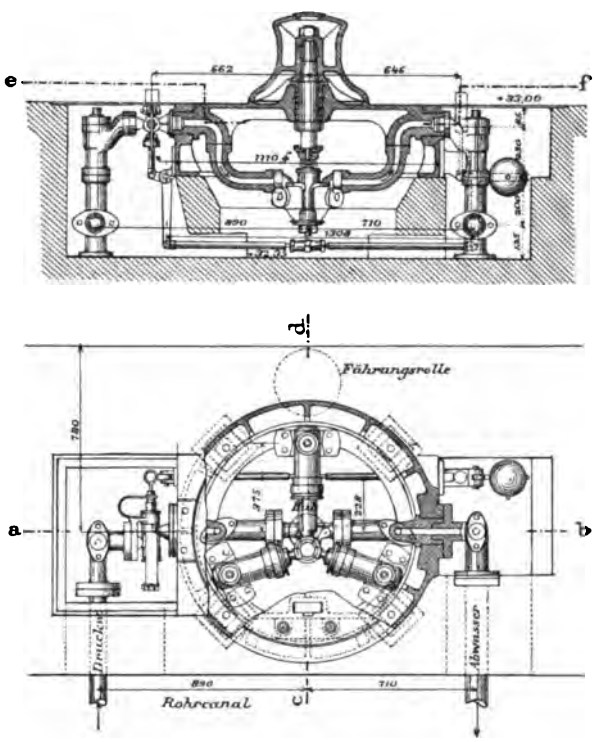


Abb. 506a. Hydraulisch angetriebenes Spill an der Mühlendammschleuse in Berlin.

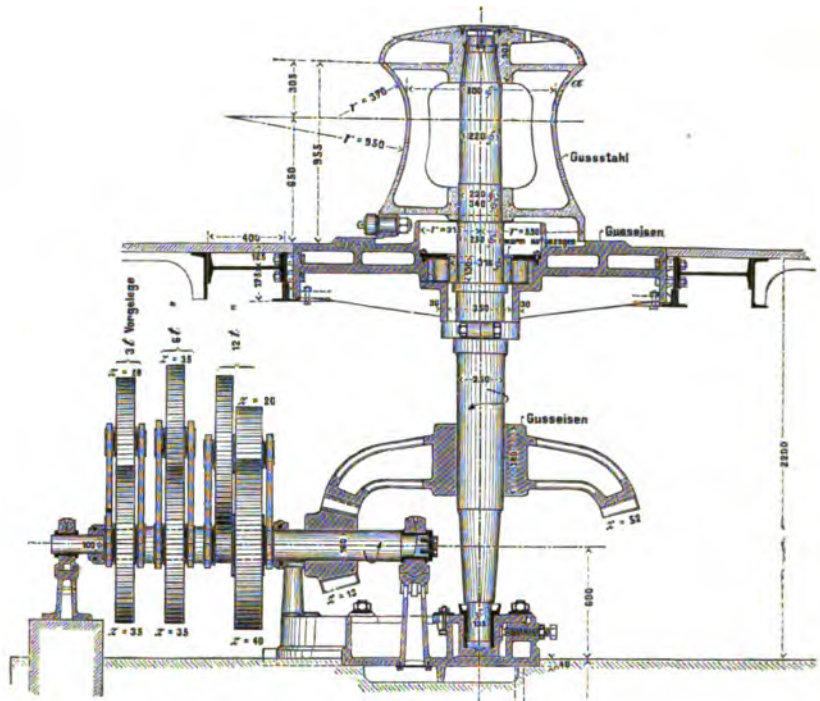
Es kommt sowohl hydraulischer als elektrischer Antrieb vor. Fast immer werden die Spills außerdem so eingerichtet, daß sie auch durch Handspaken im Falle des Versagens der Maschinenkraft bewegt werden können.

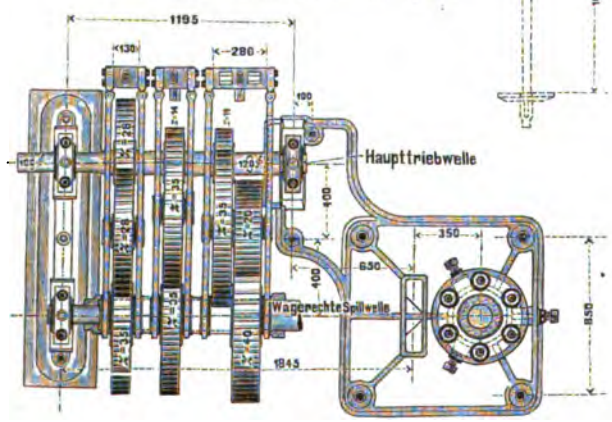
Für die erstgenannte Antriebsart bilden die an den alten Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals aufgestellten Spills gute Beispiele.[1]) Dort sind an jeder der vorhandenen Doppelschleusen 18 Spills aufgestellt, deren höchste Zugkraft 12 t bei 0,125 m/Sek. Umfangsgeschwindigkeit an der Windetrommel beträgt. Der Antrieb ist jedoch so ausgebildet worden, daß letztere verdoppelt bezw. vervierfacht werden kann, wobei naturgemäß die Zugkraft in gleichem Verhältnis abnimmt.

Von den Spills wurden sechs an den Enden der Schleusenmauern aufgestellt und jedes für sich durch besondere Druckwassermaschinen angetrieben,

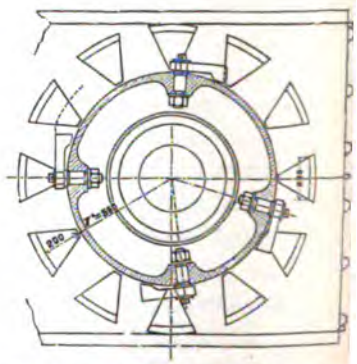
[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1898, S. 447.

die übrigen können mit den Triebwellen gekuppelt werden, die für die Bewegung der Tore und Schützen angelegt wurden. Die bauliche Gestaltung der Spills geht aus Abb. 507 hervor. Die Spillwelle ist durch ein Rollenlager in





Aufsicht auf die Grundplatte und die Vorgelege.



Aufsicht auf den Deckenkörper und wagerechter Schnitt durch die Spilltrommel in Höhe der Pallen.

Abb. 507. Hydraulisch angetriebenes Spill von den alten Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

einem Gußkörper gelagert, der sich gegen kräftige, in die Decke der Maschinenkammern eingelassene eiserne Träger stützt. Sie trägt am oberen Ende die aus Gußstahl gebildete Windetrommel und wird unten von einem stark verankerten Spurlager aufgenommen. Auf der Welle ist ein konisches Rad auf-

gekeilt, das von einem kleineren, auf einer wagerechten Welle sitzenden angetrieben wird. Auf dieser befinden sich drei Zahnräder, mit denen die entsprechenden Räder der Haupttriebwelle, je nach der ein gestellten Übersetzung, zum Eingriff kommen. In der Verlängerung der Hauptantriebswelle

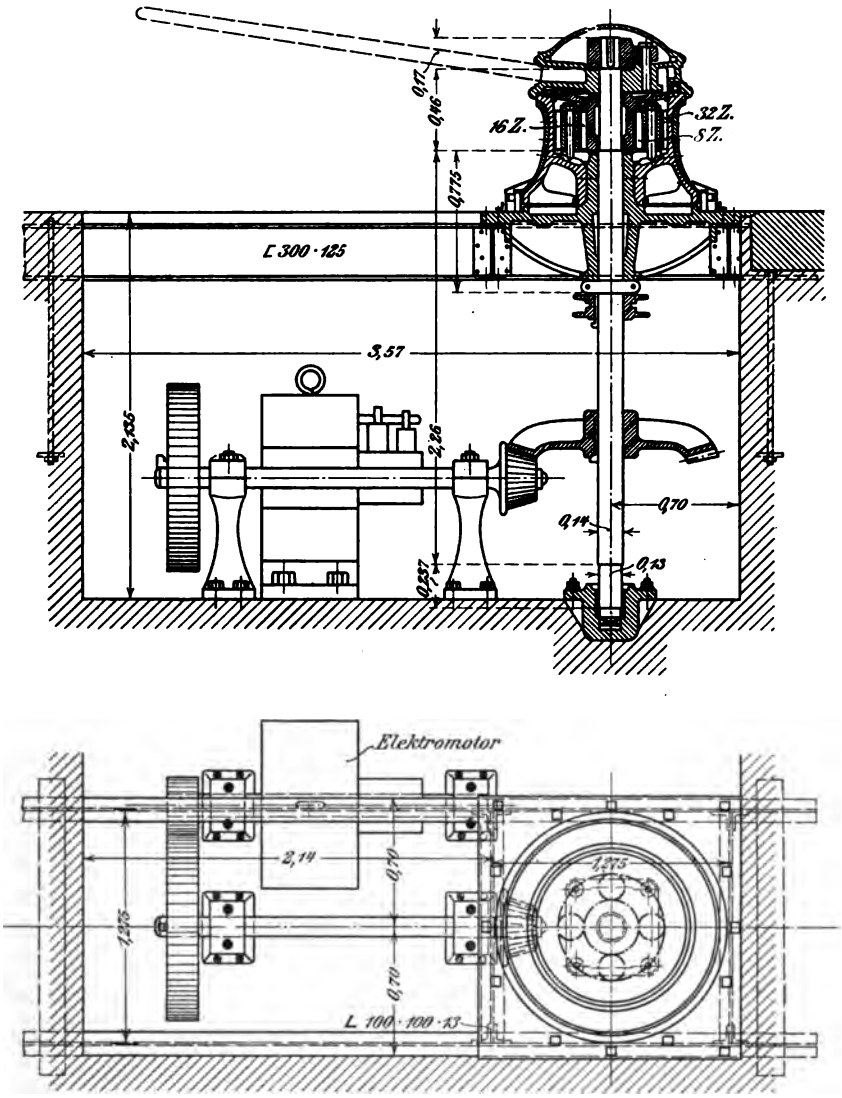


Abb. 508. Elektrisch angetriebenes Spill an den Schleusen in Ymuiden.

ist ein von drei Zylindern angetriebener Druckwassermotor zu denken. Bemerkt sei noch, daß an dem Spillkopf 8 Löcher zum Einstecken der Spillspaken vorgesehen sind, mit denen das Spill durch Menschenkraft in Drehung versetzt werden kann.

Das Spill dreht sich nur nach einer Richtung, und zwar rechts herum. Jede Rückwärtsbewegung wird durch die am unteren Rande der Spillglocke

angebrachten einarmigen Hebel, Pallen genannt, die durch ihr Eigengewicht stets auf der Fußplatte des Spills schleifen und an Vorsprüngen des Deckenkörpers Widerstand finden, verhindert. Um zu vermeiden, daß die eingewundenen Trossen sich nicht in den Pallen verfangen, sind diese von einem auf die Spilldecke geschraubten gußeisernen, auf der Abbildung nicht dargestellten Ring eingefaßt worden. Weitere Einzelheiten sind in der oben genannten Quelle ausführlich mitgeteilt worden.

Als Beispiel für elektrisch angetriebene Spills größerer Abmessungen können die an den Schleusen in Ymuiden aufgestellten dienen. Diese äußern 5 bezw. 10 t Zugkraft bei 0,20 bezw. 0,10 m Geschwindigkeit in der Sekunde. Auch hier ist das Spill mit Hilfe eines Gußeisenkörpers auf einem eisernen Trägerrost gelagert (Abb. 509). Den Antrieb erhält die Spillwelle durch einen in der Spillgrube aufgestellten Motor von 21 PS. und ein doppeltes Rädervorgelege. In der Spilltrommel ist ferner ein sogenanntes Planetengetriebe untergebracht, das ermöglicht, die Windetrommel entweder unmittelbar mit der stehenden Welle oder mittelbar durch die Zahnräder in Bewegung zu setzen, wodurch die Abstufung der Zugkraft und Geschwindigkeit bewirkt wird. Auch diese Spills können durch Handspaken in außergewöhnlichen Fällen bewegt werden.

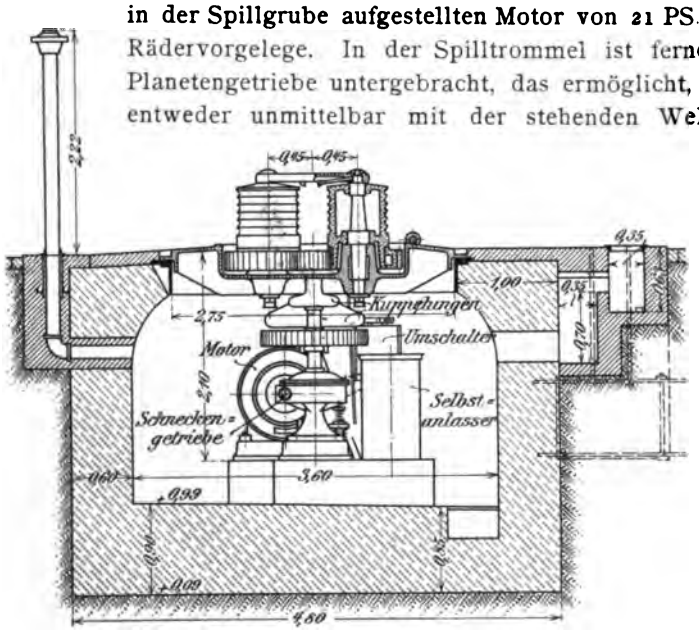


Abb. 509. Elektrisch angetriebenes Spill in Kiel.

Eine von den vorstehenden wesentlich abweichende Spillform stellen die in Kiel aufgestellten dar. Sie zeigen gemäß Abb. 509 zwei zylindrische Trommeln mit eingedrehten Rillen; letztere sollen das Festklemmen der Trossen, das bei konischer Gestaltung der Trommel vorkommt, verhindern. Die beiden Windetrommeln werden stets in dem gleichen Sinne gedreht, doch kann die Bewegungsrichtung durch Umschaltung der Vorgelege geändert werden. Zum Antrieb des Motors wird Drehstrom benutzt, die Zugkraft beträgt bei 0,2 m Geschwindigkeit 10 t und bei 0,8 m 2,5 t.

Fischwinden. Eine besondere Stellung unter den Spills nehmen die neuerdings in Hamburg und auch in Geestemünde in Gebrauch gekommenen Fischwinden ein. Sie sind fahrbar und mit zwei Spilltrommeln von verschiedenem Durchmesser an einer wagerecht gelagerten Achse versehen (Abb. 510).[1])

[1]) Bubendey u. Meyer, Bericht zum Internationalen Schiffahrtkongreß 1912, II. Abt., 3. Frage.

Die Aufgabe dieser Winden besteht darin, das Entlöschen der Fischdampfer zu bewirken, um während dieser Zeit der Schiffsbesatzung Ruhe gönnen und das Feuer unter dem Kessel ausgehen lassen zu können. Die Winden haben ein Gewicht von etwa 1500 kg und können leicht an die jeweilige Verwendungsstelle gefahren werden. Dort angelangt, werden sie festgestellt, indem das vordere Laufrad angehoben wird, wobei sich die Winde auf zwei feste Fußstützen setzt. Der Anschluß an das Stromnetz geschieht durch Stecker und biegsame Kabel. Das Einschalten wird durch einen Anlaßhebel, das Ausschalten durch einen Fußhebel bewirkt, der den Strom sofort unterbricht. Außerdem ist zur Sicherheit ein selbsttätiger Ausschalter vorgesehen, der bei Überlastung und etwaigem Aufkippen der Winde durch ein auf dem Boden liegendes, an einer Kette hängendes Gewicht in Wirksamkeit tritt.

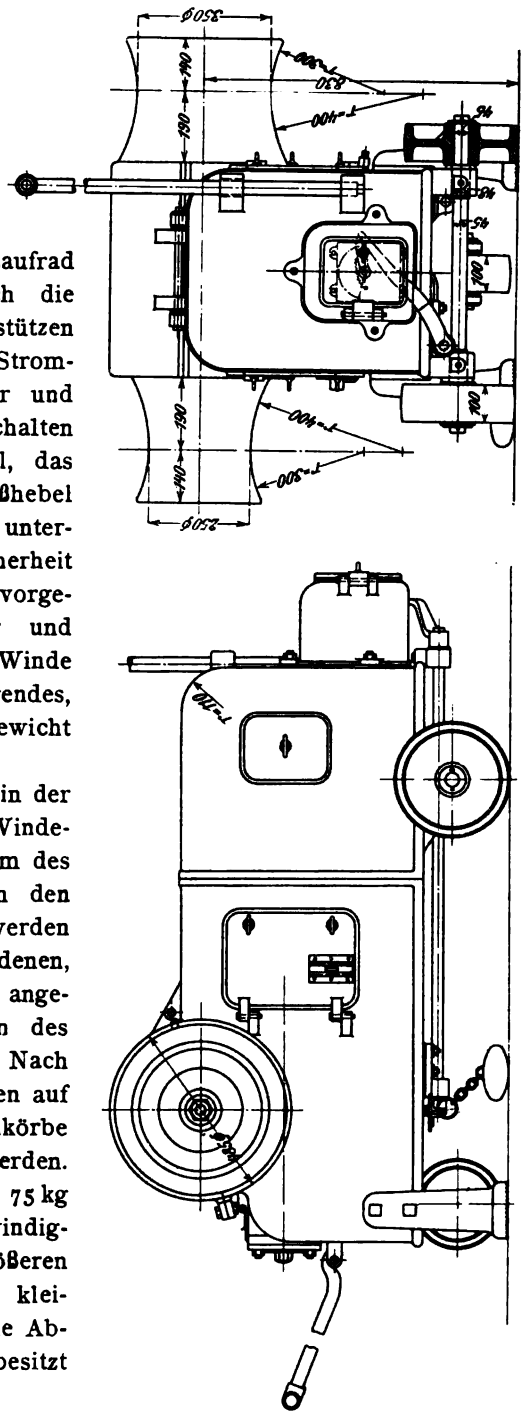


Abb. 510. Fahrbare Fischwinde in Hamburg.

Die Verwendung erfolgt in der Weise, daß ein Seil von der Windetrommel über eine am Ladebaum des Schiffes angebrachte Rolle in den Schiffsraum geführt wird. Hier werden die mit etwa 50 kg Fischen beladenen, länglich runden Fischkörbe angehängt und durch Ingangsetzen des Spills in die Höhe gewunden. Nach der angegebenen Quelle können auf diese Weise 80 bis 100 Fischkörbe in einer Stunde gelöscht werden. Die dazu benutzte Winde hat 75 kg Zugkraft bei einer Seilgeschwindigkeit von 1,7 m/Sek. auf der größeren und von 1,2 m/Sek. auf der kleineren Trommel. Die durch die Abbildung dargestellte Winde besitzt 150 kg Zugkraft.

VI. Ver- und Entladeeinrichtungen für Massengüter.

A. Verladeeinrichtungen (vom Land ins Schiff).

1. Allgemeines.

Während in den vorstehenden Abschnitten diejenigen mechanischen Einrichtungen behandelt wurden, die vorwiegend für Stückgüter gebraucht werden, sollen nachstehend solche Anlagen in den Grundzügen besprochen werden, die ausschließlich für das Ver- und Entladen von Massengütern in Betracht kommen. Zu den Massengütern rechnen in erster Linie Kohlen, Erze, chemische Erden, wie Phosphate, Körnerfrüchte, wie Getreide usw. Sie unterscheiden sich von den Stückgütern vornehmlich dadurch, daß sie in den Schiffen und auf Lagerplätzen nicht in abgegrenzten Mengen mit besonderen Umhüllungen, sondern im Zusammenhang als größere Massen gelagert werden; eines ihrer Hauptkennzeichen besteht in ihrer Schüttbarkeit, einer Eigenschaft, von der bei den nachstehend zu beschreibenden Anlagen vielfach Gebrauch gemacht wird. Da die Einrichtungen für Kohle, Erze und Erden im wesentlichen gleiches Gepräge zeigen, so sollen sie allein in diesem Abschnitt zusammengefaßt werden, die Behandlung der Körnerfrüchte wird in dem nächsten erfolgen.

Die von den Massengutförderanlagen zu erfüllenden Aufgaben lassen sich wie folgt zusammenfassen. Sie müssen schnell arbeiten, um sowohl die Liegezeit der Schiffe abzukürzen, als auch die wirtschaftliche Ausnutzung der Einrichtungen selbst zu gewährleisten. Hierzu gehört ferner, daß sie wenig Menschen zur Bedienung benötigen und auf wenig Hilfsmaschinen angewiesen sind. Bezüglich der Bewegung der Kohle ist zu fordern, daß sie diese möglichst schonen, da Kohle bei Verkleinerung an Wert verliert, und daß sie sich möglichst wenig erwärmt, da durch eine bei der Bewegung der Kohle durch Reibung hervorgerufene Erwärmung die Selbstentzündung, die schon zu vielen Schiffsverlusten geführt hat, begünstigt wird. Endlich müssen die Anlagekosten im richtigen Verhältnis zu den Leistungen stehen.

Die Massenförderanlagen lassen sich in zwei Hauptgruppen behandeln, je nachdem sie lediglich zum Beladen oder zum Entladen bestimmt sind. Die Anlagen der letzteren Art lassen in den meisten Fällen auch den umgekehrten Vorgang zu. Die für diese Zwecke in Betracht kommenden Einrichtungen haben in neuerer Zeit eine ganz außerordentliche Entwicklung und Vervollkommnung erlebt, wobei die Ausführungsformen infolge der an den einzelnen Orten verschiedenen Verhältnisse so zahlreiche Abweichungen voneinander aufweisen, daß es den Rahmen dieses Werkes weit überschreiten würde, wenn diese Anlagen auch nur einigermaßen vollständig behandelt werden sollten. Es muß dies den in neuerer Zeit erschienenen Sonderwerken überlassen bleiben. Hier soll nur ein Überblick über die zur Anwendung gelangten Grundgedanken unter Erläuterung durch kennzeichnende Beispiele gegeben werden. Ferner sollen Anlagen für das Be- und Entladen von Binnenschiffen nur so weit berücksichtigt werden, als es für die Zwecke des Seeverkehrs in Betracht kommt

Die Verladeeinrichtungen werden dadurch gekennzeichnet, daß ihnen die Massengüter in bereits abgeteilten Mengen in Gestalt von Eisenbahnwagen zugeführt werden. Die Anlagen werden daher zweckmäßig so ausgebildet, daß

sie sich diesen Vorteil zunutze machen. Sie bestehen daher in großer Mehrzahl aus Verfahren, die eine Entleerung ganzer Wagenladungen in schneller und billiger Weise anstreben.

Als notwendige Ergänzung zu solchen Anlagen gehören entsprechend ausgebildete Gleisgruppen, die das Zu- und Ablaufen der zur Entleerung zu bringenden Wagen so regeln, daß keine Stockung eintritt. Gewöhnlich werden diese Gleisgruppen für jede Entleerungsvorrichtung gesondert angelegt und nach dieser so zusammengezogen, daß ein Gleis die beladenen Wagen mit natürlichem Gefälle zu der Vorrichtung hinführt und ein anderes, mit Gefälle von der Vorrichtung fort, die entleerten Wagen zurücklaufen läßt. Auf diese Weise wird eine übersichtliche und rasche Abwicklung des Wagenumlaufs erreicht. Da derartige Gleisanlagen von den mechanischen Entleerungseinrichtungen untrennbar sind, so wird an geeigneter Stelle kurz darauf eingegangen werden.

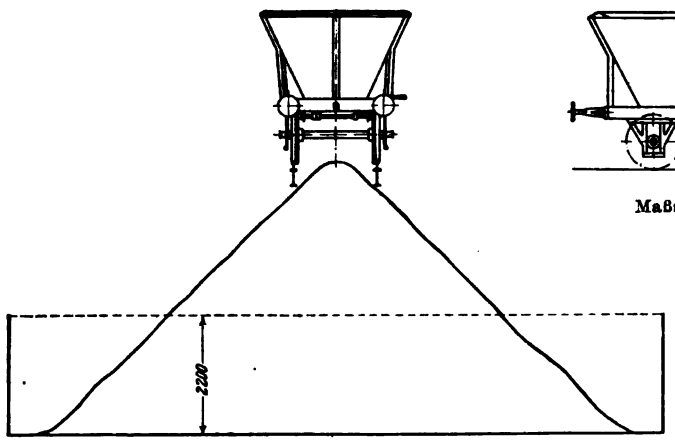
Es handelt sich bei den Verladeeinrichtungen, wie leicht erkannt wird, um zwei miteinander zu verbindende Vorgänge; erstens um das Entleeren der Wagen und zweitens um die Beförderung der entleerten Massen in die Schiffe. Diese Vorgänge gehen bisweilen unabhängig voneinander und zeitweilig getrennt vor sich, indem die Entleerung der Wagen zunächst nach besonderen Behältern hin erfolgt, aus denen die Gütermenge zu gegebener Zeit in die Schiffe abgelassen wird. Meist aber erfolgen beide Vorgänge in unmittelbarem Zusammenhange, besonders bei größeren Anlagen, welche die Aufgabe zu erfüllen haben, die ständig ohne Unterbrechung aus den Gruben nach den Häfen geleiteten Erz- oder Kohlenmengen ohne Verzug in die Schiffsgefäße zu schaffen, damit Stauungen im Umlauf der Wagen vermieden werden.

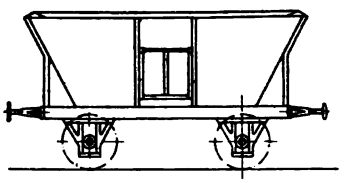
Bezüglich der Behandlung der Kohle sei vorweg bemerkt, daß es zu ihrer Schonung beiträgt, wenn bei der Verladung größere Fallhöhen völlig vermieden werden, und daß diejenigen Einrichtungen die besten sind, bei denen sie sich nur rutschend bewegt. Hierzu ist für Rutschbahnen ein Neigungswinkel von 30 bis 40° erforderlich; auch ist es empfehlenswert, die gleitende Schicht nicht über 60 cm stark zu machen, damit die Masse nicht in zu lebhafte Bewegung gerät. Die Behandlung der Kohle wird am besten mit der des Betons verglichen, dessen Versenkung durch stets gefüllt gehaltene Trichter oder durch bis auf den Boden versenkte und dann erst geöffnete Kästen erfolgt, um zu verhindern, daß er durchs Wasser fällt. Man findet daher auch bei der Kohlenverladung sowohl Trichter, als auch Kästen, die in gleicher Weise wie bei dem Beton benutzt werden. Beide werden häufig in Verbindung mit den noch zu beschreibenden Verladeeinrichtungen verwendet, um zunächst in den Schiffen einen Schüttkegel herzustellen, der die Fallhöhe verkleinert und die nachkommende Kohle an ihren Platz gleiten läßt.

Die Entleerung der Eisenbahnwagen kann in verschiedener Weise vor sich gehen; entweder erfolgt sie durch Öffnung der Wandungen des Wagens, es müssen diese dann besonders für den Zweck eingerichtet sein, oder die Wagen werden im ganzen umgekippt, so daß jeder beliebige Wagen dazu benutzt werden kann. Einen Mittelweg beschreiten die Anlagen, bei denen sowohl

von der Beweglichkeit eines Teiles der Wagenwandungen Gebrauch gemacht wird und außerdem ein Kippen stattfindet.

Für die erstgenannte Entleerungsart werden die Wagen mit Bodenklappen versehen, so daß sie entweder ihren Inhalt zwischen den Schienen hindurch oder seitlich davon nach dem Öffnen der Klappe abgeben. Die behufs Entleerung der Wagen anzuwendenden Handgriffe bestehen bei diesen Wagen nur in der Öffnung der Klappenverschlüsse, sie führen daher den Namen Selbstentlader und ermöglichen die schnellste und billigste Entleerung mit

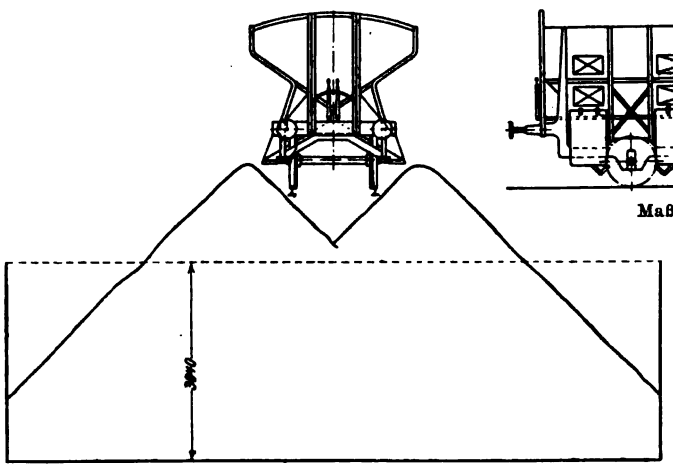


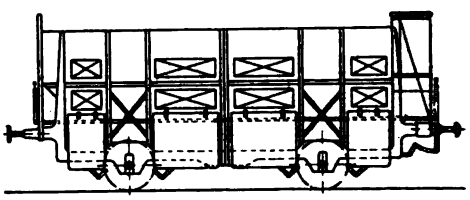


Maßstab rund 1:125

Abb. 511.

Trichterwagen mit Bodenklappen.





Maßstab rund 1:125.

Abb. 512.

Talbot-Selbstentlader mit Seitenklappen.

sehr einfachen Mitteln. Ihre Anwendung empfiehlt sich überall da, wo unmittelbar Bahnverbindungen zwischen Grube und Beladestelle bestehen, so daß diese Wagen in ganzen Zügen Verwendung finden können und nicht mit anderen Wagen zusammen befördert werden müssen.

Die für Selbstentladung eingerichteten Wagen erhalten an Stelle der sonst lotrechten Seitenwände geneigte und entweder Bodenklappen nach Abb. 511, die einen sogenannten Trichterwagen darstellt, oder Seitenklappen nach Abb. 512, einen Talbot-Selbstentlader wiedergebend.[1])

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 4. September 1909, S. 1438 u. 1439.

Für die durch Kippen zu entleerenden Wagen werden entweder gar keine besonderen Vorrichtungen gebraucht, oder es sind die Stirn- oder Längsseiten der Wagen lösbar eingerichtet, so daß die Entleerung über Kopf durch Anheben des Wagens bewirkt wird. Die häufigere Form bilden die lösbaren Wände an den Stirnseiten. Es ist einleuchtend, daß dieses Verfahren der Selbstentladung in bezug auf Schnelligkeit und Billigkeit unterlegen ist; wie weiterhin aber erkannt werden wird, ist dabei eine größere Schonung der Massen möglich, so daß das Verfahren mehr für Kohle in Betracht kommt.

2. Sturzgerüste mit Schüttrinnen.

Die Sturzgerüste in Verbindung mit Schüttrinnen bilden die ältesten Vorrichtungen zum Verladen von Massengütern. Sie bestehen aus Gerüsten, mit dem Ufer gleichlaufend, auf denen die als Selbstentlader ausgebildeten Wagen herangeführt werden. Unter der durchbrochenen Oberfläche sind Vorratsräume, Taschen, mit geneigtem Boden angeordnet, von denen das Ladegut zunächst aufgenommen wird. Von hier gelangt es durch zahlreiche Schüttrinnen in die Schiffe.

Derartige Vorrichtungen sind für das Verladen von Kohle viel in englischen Seehäfen, in Sunderland, Newcastle usw., zur Ausführung gelangt. Eine große Rolle spielen sie ferner in Nordamerika, wo in den Kohlengebieten. z. B. in Philadelphia, damit Kohlen und an den großen Seen Erze in gewaltigem Umfange verladen werden. Die Leistung der Sturzgerüste ist eine außerordentlich hohe, sie haben ferner den großen Vorteil, daß die Zuführungsgleise gleichlaufend mit der Uferkante liegen; sie entsprechen aber wenig den Ansprüchen auf tunlichste Schonung des zu verladenden Gutes. Aus dem Grunde sind sie in neuerer Zeit bei der Kohlenverladung mehr und mehr zurückgetreten oder sie haben Abänderungen erfahren, die den erwähnten Übelstand zu vermeiden bestrebt sind. Die heute gebräuchlichen Formen unterscheiden sich daher etwas voneinander, je nachdem die Anlagen der Erz- oder Kohlenverladung dienen sollen.

a) Sturzgerüste mit Schüttrinnen für Erzverladung. Besonders kennzeichnende Formen für diese Anlagen weisen die Erzverladestellen der großen nordamerikanischen Seen auf. Dort werden in dem Staate Minnesota allein in Duluth-Superior am oberen See jährlich über 30 Millionen t, in den verschiedenen anderen Häfen noch 10 Millionen t jährlich verladen und nach den Küsten der kohlenreichen Staaten Ohio und Pennsylvanien verschickt, wo in Cleveland, Buffalo, Toledo, Detroit und anderen Orten die Verhüttung erfolgt.

Die ältesten Anlagen dieser Art bestanden ganz aus Holz, besaßen infolgedessen geringe Lebensdauer und verursachten hohe Unterhaltungskosten; die neueren Anlagen dagegen bestehen nur an dem unter M.W. liegenden Pfahlrost aus Holz und im oberen entweder ganz aus Stahl oder aus Eisenbeton. Der Querschnitt und ein Teil der Ansicht bezw. des Längsschnittes einer in Duluth von der Duluth and Iron Range R.R. hergestellten Anlage wird durch Abb. 513 u. 514 wiedergegeben.[1]) Die Höhe des ganzen Gerüstes beträgt

[1]) Engineering News vom 2. Januar 1913, S. 8 bis 15, ebendaher Abb. 513 bis 515; vergl. auch Engineering Record vom 9. März 1912, S. 256.

vom Wasserspiegel bis zur Schienenoberkante 22,56 m, die obere Breite 14,84 m. Der Unterbau wird durch Eisenbetonkörper auf Pfahlrost gebildet, der Oberbau besteht aus zwei Reihen von Stahlsäulen, durch welche die dachförmig gestalteten Erztaschen gestützt werden. Letztere sind durch Zwischenwände in 3,57 m Abstand in Unterabteilungen zerlegt. Jede von diesen ist mit einer durch ein Windewerk beweglichen Schüttrinne versehen; infolgedessen beträgt der Abstand der Schüttrinnen gleichfalls 3,57 m von Mitte zu Mitte und entspricht damit dem Abstand der Ladeluken der dort gebräuchlichen Erz-

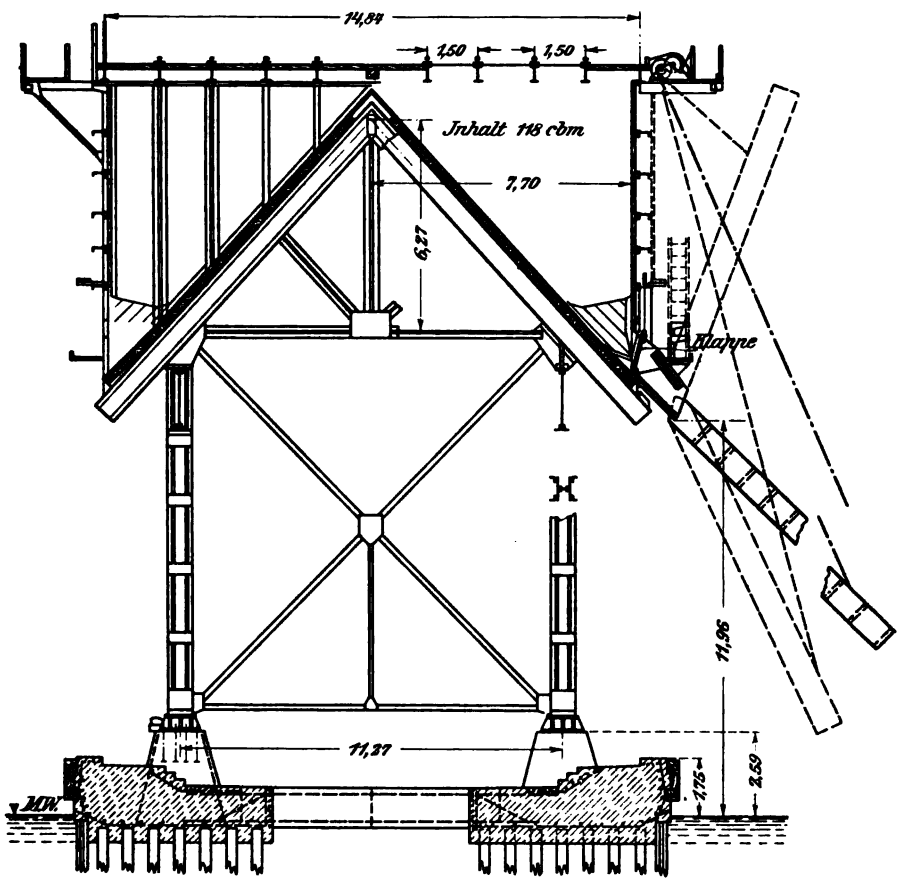


Abb. 513. Querschnitt.

Abb. 513 u. 514. Stählernes Sturzgerüst mit Schüttrinnen in Duluth (Minnesota).

beförderungsdampfer, deren Tragfähigkeit in neuester Zeit bis auf 14 000 t gesteigert worden ist.

Die einzelnen Erztaschen laufen am unteren Rande trichterförmig zusammen und sind durch eine hochziehbare Klappe verschlossen. Der Neigungswinkel der Taschenböden beträgt gegen die Wagerechte 48°, der des Auslaufs nur 45°. Die Schüttrinne ist in ihrer tiefsten Stellung 65° und in ihrer höchsten 70° gegen die Wagerechte geneigt. Diese Neigungen bewirken eine sehr schnelle Bewegung des Erzes, sind für dieses auch zulässig, für Kohle

dagegen zu steil, da sie bei der schnellen Bewegung zu sehr leiden würde. Auf den Zwischenwänden ruhen auf Längsträgern die Schienen für vier Gleise, mithin zwei über jeder Tasche. Der Rauminhalt jeder Tasche beträgt 118 cbm und kann 300 t Erz fassen. Die ganze Anlage besitzt bei einer Länge von 426,7 m auf jeder Seite 112 Taschen und kann somit 67 200 t aufnehmen. Die durchschnittliche Ladezeit der Dampfer hat im Jahre 1911 10 Stunden 50 Minuten gedauert; nimmt man den durchschnittlichen Fassungsraum der Schiffe auf

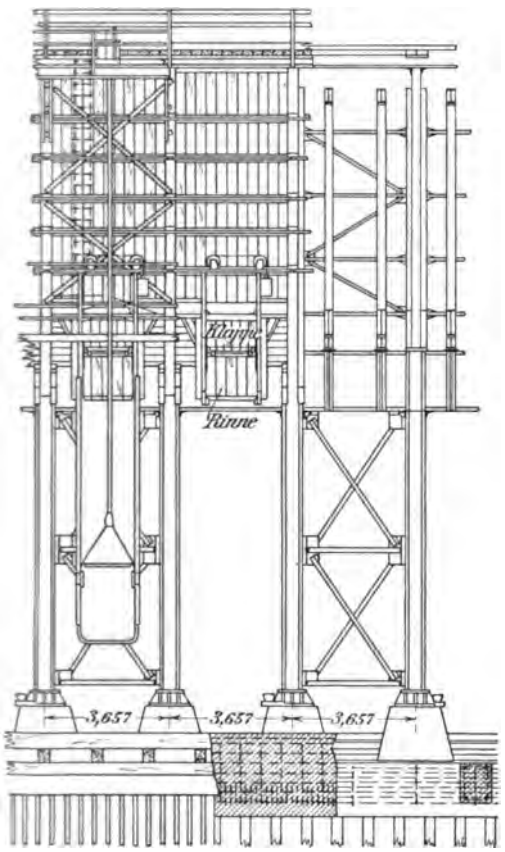


Abb. 514. Längsansicht und Längsschnitt eines Teils.

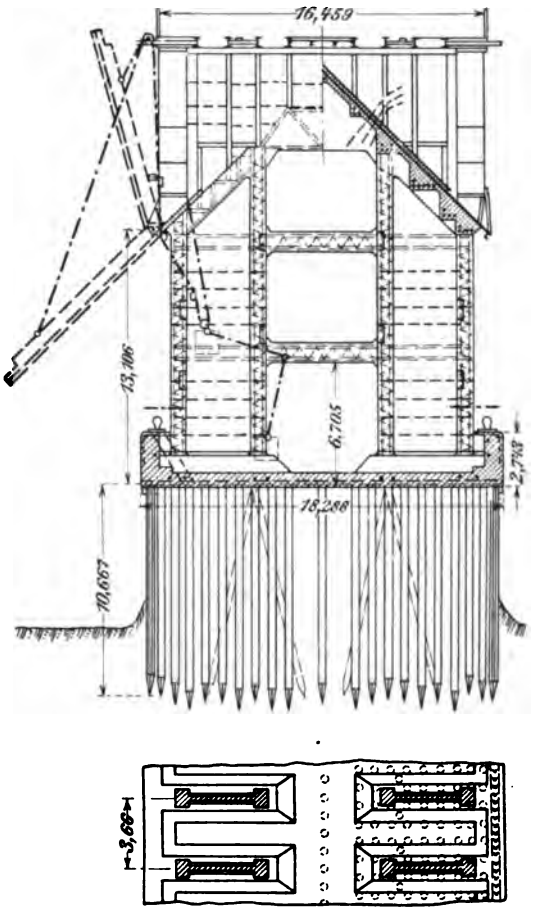


Abb. 515. Gerüst mit Schüttrinnen aus Eisenbeton bei Marquette in Michigan.

10 000 t an, so würden in 1 Stunde rund 920 t Erz verladen worden sein. Als kürzeste Ladezeit wird für einen Dampfer von 9300 t Ladung ein Zeitraum von 25 Minuten angegeben, gerechnet von dem Augenblick des Niederlassens der Schüttrinnen bis zu ihrem Hochziehen [1])

Den Querschnitt einer ähnlichen, aber ganz in Eisenbeton ausgeführten Anlage bei Marquette in Michigan, die auf jeder Seite 100 Taschen enthält, zeigt Abb. 515.

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 26. April 1913, S. 647.

Weitere nach dem gleichen Grundgedanken gebaute Verladeanlagen für Erze befinden sich auch in Norwegen im Hafen von Narwik.[1])

b) Sturzgerüste mit Schüttrinnen für Kohlenverladung. Würden die Verladeanlagen für Kohle ebenso wie die vorigen gestaltet, so würde die Kohle durch Verkleinerung und Staubbildung eine bedeutende Wertverminderung erfahren, die bei den älteren Anlagen zu 3 bis 6 vH. der Gesamtmasse festgestellt worden ist. Wie leicht zu erkennen ist, findet bei diesen Anlagen die Beschädigung der Kohlen an drei Stellen statt, und zwar zuerst bei dem Sturz aus den Wagen in die Taschen, sodann bei der Bewegung der Kohle in der Schüttrinne und drittens bei dem freien Fall der Kohle vom Ende der Schüttrinne bis ins Schiff. Abhilfe hiergegen läßt sich an der ersten Stelle durch Verminderung der Sturzhöhe und dadurch schaffen, daß die Tasche möglichst hoch gefüllt gehalten wird, indem man den Ablauf erst öffnet, wenn dies eingetreten ist, und dafür Sorge trägt, daß er tunlichst gleich dem Zulauf bleibt. Die zweite Ursache der Beschädigung kann dadurch in ihrer Wirkung abgeschwächt werden, daß die Neigung der Schüttrinne 30 bis 40° nicht überschreitet, um die Gleitgeschwindigkeit der Kohle zu verringern. Die Schüttrinne kann dann nicht wie bei den Erzsturzgerüsten durch Drehen verstellt werden, um den Schwankungen des Wasserstandes und der Höhenlage des Schiffes während des Beladens zu folgen, sondern muß parallel mit sich selbst verschoben werden, damit ihre Neigung sich nicht ändert. Der freie Fall endlich vom Ende der Schüttrinne bis zum Schiffsboden kann durch die bereits oben erwähnten Mittel, vorherige Anschüttung eines Kegels mit besonderen Kübeln oder Anwendung von Trichtern, gemildert werden. Im Northumberland-Dock läßt man die Kohle von der Schüttrinne auf ein an den Masten des Schiffes aufgehängtes lotrechtes Becherwerk gleiten, das sich durch die Füllung der Becher selbst in Bewegung erhält und die Zunahme der Fallgeschwindigkeit mit der Höhe verhindert.[2])

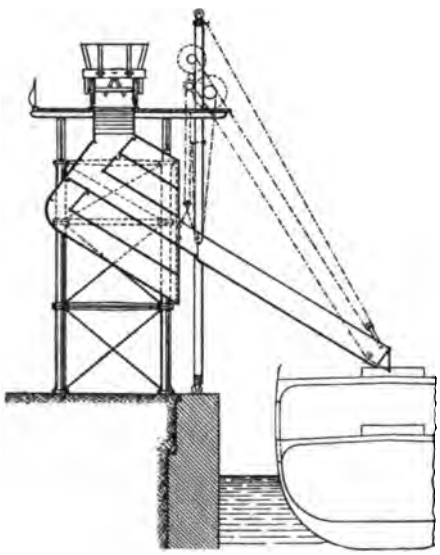


Abb. 516.
Sturzgerüst und Schüttrinnen für Kohle aus dem Hafen von Sunderland.

Ein Beispiel eines Sturzgerüstes mit Schüttrinnenanlage zeigt Abb. 516 aus dem Hafen von Sunderland. An den Fülltrichter schließen hier fünf geneigt übereinanderliegende, feste Schüttrinnen an. Durch jede von diesen kann die Kohle durch entsprechendes Einstellen einer Klappe geleitet werden.

---

[1]) C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen, Berlin 1912, S. 456.

[2]) Zeitschrift für Bauwesen 1910. Ottmann u. Loebell, Die Kohlenkipper der neuen Hafenteile in Duisburg-Ruhrort, S. 471, Taf. 51, Abb. 12 u. 13 bezw. 4.

Vor den Mündungen der festen Rinnen kann eine gleich geneigte, bewegliche Schüttrinne parallel mit sich selbst verschoben werden, die zum Schiff führt und ihrerseits durch eine Klappe am unteren Ende verschlossen werden kann, so daß man durch Öffnen und Schließen derselben die Bewegung der Kohle in der Gewalt hat.

Der Rücklauf der Wagen erfolgt bei derartigen Anlagen zweckmäßig nicht auf demselben Gleis wie die Zuführung; das Ablaufgleis findet am besten neben dem Zulaufgleis Platz und erhält Gefälle von der Anlage fort, dagegen das erstere solches nach dem Sturzgerüst hin.

Eine sehr umfangreiche Verladeanlage mit Schüttrinnen befindet sich am Tyne-Dock in England. Dort sind die Sturzgerüste senkrecht zum Ufer angelegt worden, wie Abb. 517 zeigt. Die Schüttrinnen befinden sich hier an zehn Stellen, so daß ebensoviel Schiffe auf einmal beladen werden können; die Gleisanlage wird weiter durch Abb. 518 erläutert, die einen Querschnitt durch das Gerüst wiedergibt.[1]) Man erkennt daran besonders die verschieden hohe Lage der Gleise, deren Gefälle durch den oberen Teil der Abb. 518 erläutert wird. Die Zuführung der beladenen Wagen erfolgt auf dem höheren Gleis in der Mitte, der Rücklauf auf dem tieferen an den Seiten.

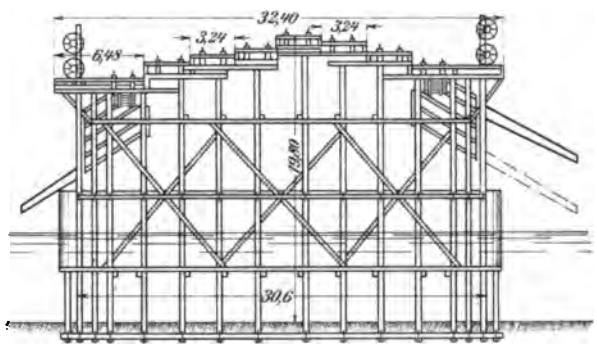


Abb. 517.
Verladeanlage mit Schüttrinnen am Tyne-Dock.

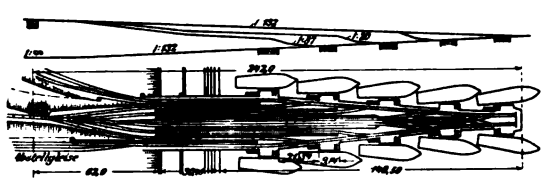


Abb. 518. Gleisplan der Verladeanlage am Tyne-Dock.

Weitere Verbesserungen der Schüttrinnenanlagen sind im Nordosten Englands durch den Ersatz der beweglichen Schüttrinnen durch Förderbänder vorgenommen worden. Man erwartet dadurch eine größere Schonung der Kohle und erreicht ferner den Vorteil, daß die Schiffe auch bei sehr hohen Wasserständen beladen werden können, wenn die gewöhnlichen Rinnen infolge zu geringer Neigung oder gar ansteigender Lage versagen.[2])

3. Kohlenkipper.

Bei weitem die größte Zahl aller Verladevorrichtungen für Kohlen erstrebt die Entleerung der Eisenbahnwagen durch Kippen. Dieses Verfahren kann in

[1]) Quinette de Rochemont et Henry Desprez, Cours des travaux maritimes II., S. 407 u. 408.

[2]) Le Génie Civil vom 7. Dezember 1912, S. 106 u. f.

dreierlei Weise zur Ausführung gelangen; indem entweder der ganze Wagen, so wie er ist, völlig umgekippt wird, oder indem er nur so weit geneigt wird, daß sein Inhalt durch die geöffneten Seiten- oder Kopfwände hinausgleitet

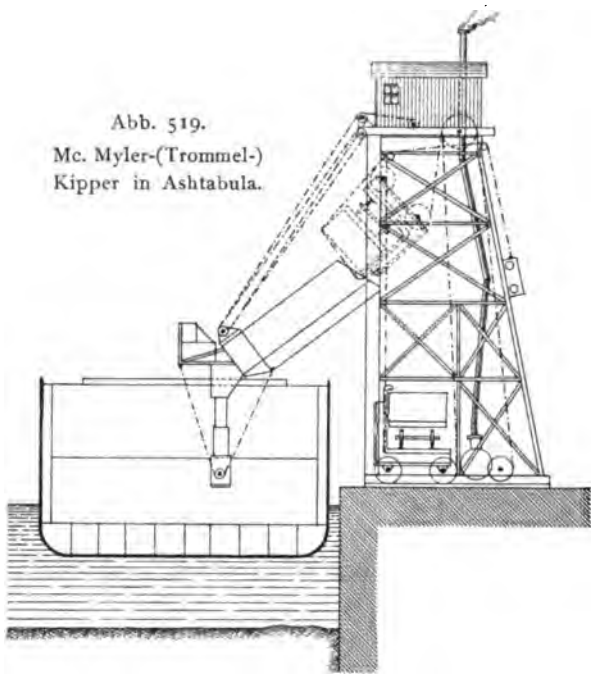


Abb. 519.
Mc. Myler-(Trommel-) Kipper in Ashtabula.

a) Trommelkipper. Diese machen von dem erstgenannten Verfahren Gebrauch. Die Wagen laufen auf eine Plattform, mit der sie gehoben, gekippt und in eine Schüttrinne oder einen Füllrumpf entleert werden. Häufig ist die Plattform von einem zylindrischen eisernen Gerippe umgeben, so daß sie auch wälzend fortbewegt werden kann. Derartige Einrichtungen sind mehrfach in Amerika in Gebrauch gekommen, doch nicht besonders empfehlenswert, da sie die Kohle wenig schonen. Eine Vorstellung von einer dieser Einrichtungen gibt der durch Abb. 519 dargestellte Mc. Myler-Kipper in Ashtabula am Eriesee.[1]) Die Kohle fällt hierbei von der Schüttrinne durch ein ausziehbares Rohr in das Schiff und leidet dabei erheblich. Die Leistungsfähigkeit wird auf 12 Wagen zu je 40 t angegeben. Für die Verwendung der vorstehend beschriebenen Arten von Kohlenkippern können der sorgfältigen Feststellung der Wagen wegen nur völlig gleichartig gebaute Wagen in Betracht kommen.

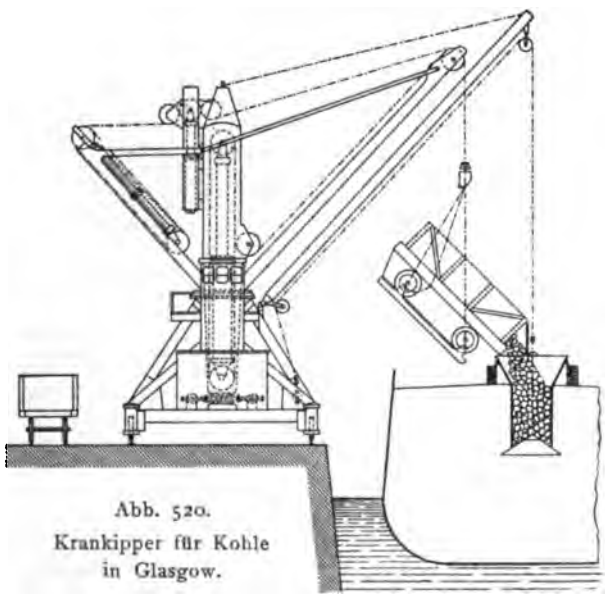


Abb. 520.
Krankipper für Kohle in Glasgow.

b) Krankipper. Eine früher mehrfach in England gebräuchliche, in neuerer Zeit mehr und mehr aufgegebene Methode zur Verladung von Kohle bestand in der Verwendung von Krankippern. Diese be-

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1910, S. 479, Taf. 52, Abb. 14, ferner, Taf. 51 Abb. 15.

stehen, wie Abb. 520 an einem Beispiel aus Glasgow kennzeichnet, aus einem festen oder fahrbaren Kran, mitunter auch portalartig für das Hindurchfahren der Eisenbahnwagen ausgebildet, der die auf eine Plattform aufgelaufenen Wagen mit dieser anhebt, über das Schiff schwenkt und durch Kippen zur Entleerung bringt. Letzteres kann auch fortfallen, wenn Wagen mit Bodenklappen verwandt werden; meist werden jedoch Wagen mit Kopfklappen benutzt, so daß die Entleerung in der durch die Abbildung dargestellten Weise vorgenommen wird Wie leicht zu erkennen ist, haften diesem Verfahren mehrere Mängel an, die darin zu erblicken sind, daß die Bewegung der Plattform mit den Wagen nur sehr langsam erfolgen darf, um störende Schwankungen zu verhindern, die Leistungsfähigkeit der Anlage daher keine große sein kann, daß ferner Beschädigungen der Schiffe durch die schwingende Plattform leicht eintreten können und daß die Schonung der Kohle keine große ist. Diese kann etwas durch Anordnung eines ausziehbaren Trichters verbessert werden. Da die Gleise bei dieser Vorrichtung mit dem Ufer gleichlaufend angelegt werden können und ferner der Kran bei genügender Ausladung auch die hinteren Gleise bedienen kann, so bereitet die Zu- und Abführung der Wagen keine Schwierigkeiten.

c) Plattformkipper. Bei einer großen Gruppe von Kohlenverladevorrichtungen werden die Wagen dadurch entleert, daß sie, nachdem sie auf einer Plattform aufgelaufen und festgestellt worden sind, mit dieser Plattform entweder um ihre Längs- oder Querachse gekippt werden. Man kann hiernach zwei Hauptarten dieser Einrichtungen unterscheiden.

α) Seitenkipper. Bei diesen wird die Plattform um ihre Längsachse gekippt, und die Entleerung der Wagen erfolgt durch die vorher entriegelte

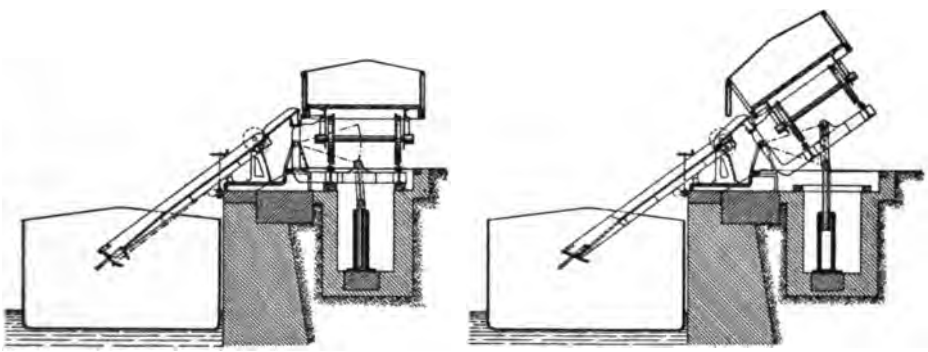


Abb. 521. Seitenkipper aus dem Hafen von Bruay.

Seitenklappe. Das Anheben der Plattform wird in der Regel durch Druckwasserkolben bewirkt, die unter ihr angeordnet sind. Die Wagen werden während des Kippens durch eine mit der Plattform verbundene, senkrecht zu ihr stehende Seitenwand gestützt. Ein Beispiel für einen Seitenkipper gibt Abb. 521 aus dem Hafen von Bruay, die den geschilderten Vorgang erkennen läßt. Die Kohlen gleiten mittels einer Schüttrinne in die Schiffe.[1]) Die Leistung wird auf 1000 t täglich angegeben. Ein Vorteil dieser Anlagen besteht darin, daß rückläufige Wagenbewegungen ganz vermieden werden, indem die Wagen

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1910, S. 478, Bl. 52, Abb. 1 u. 2.

durch die Zugmaschine an dem Kipper vorbeigeschoben werden können, wobei jeder gekippte Wagen durch den nächstfolgenden weiterbewegt wird.

Bei einer weniger gebräuchlichen Abart der Seitenkipper bleiben die Wagenuntergestelle stehen, und wird nur der Wagenkasten entweder durch eine feststehende oder fahrbare Hebevorrichtung angehoben und gekippt. In ersterem Falle muß der Zug an dem Kipper vorbeigeschoben werden; in letzterem Falle kann man das Ufer auf größere Länge mit Fülltrichtern und Schüttrinnen versehen und die Hebevorrichtung an dem stehenden Zuge entlangfahren und der Reihe nach jeden Wagen kippen lassen. An manchen Orten wird hierfür die Zugmaschine benutzt.

Im großen und ganzen haben die Seitenkipper heute keine große Bedeutung mehr, da sie durch sehr vervollkommnete Kopfkipper überholt worden sind. Sollen Seitenkipper für Seeschiffbeladung in Betracht kommen, so müssen die Zuführungsgleise ähnlich wie bei den Sturzgerüsten hoch gelegt werden. In der dargestellten Anordnung würde sie nur für Binnenschiffe oder Leichterfahrzeuge, die für die Kohlenversorgung der Seeschiffe bestimmt sind, gebraucht werden können. Die Seitenkipper setzen ferner kräftig gebaute kurze Wagen voraus, damit bei der Größe der Seitenwandöffnung noch durch einen starken Eisenrahmen eine genügende Längsverbindung für den Zusammenhalt des Wagens hergestellt werden kann. Man darf daher nicht jeden Wagen der Seitenkippung unterwerfen. Auch besteht bei den gewöhnlichen in Gebrauch befindlichen Wagenschmierbüchsen die Gefahr des Auslaufens der Schmiermittel.

β) Kopfkipper. Die Plattformkopfkipper stellen trotz einzelner Mängel, die darin zu erblicken sind, daß die Wagen rückläufige Bewegung zum Kipper hin und zurück machen müssen, daß ferner die Wagen genau an einer bestimmten Stelle angehalten werden müssen und daß bei den mit Bremserhäuschen versehenen Wagen vor dem Kippen bisweilen eine Drehung erforderlich wird, eine in Deutschland und England sehr verbreitete Kohlenverladeeinrichtung dar. Man kann auch unter ihnen zwei Gruppen unterscheiden; bei der einen erfolgt die Zu- und Abführung der Wagen in derselben Ebene, bei der anderen dagegen in verschiedener Höhe. Die ersteren, vorwiegend in Deutschland in Gebrauch befindlichen Kipper eignen sich besonders für Binnenschiffshäfen mit wenig wechselnden Wasserständen und Fahrzeugen mit geringer Bordhöhe; sie kommen aber auch für Seehäfen in Betracht, wenn es sich darum handelt, die für die Bekohlung der Schiffe gebrauchten Leichterfahrzeuge zu beladen. Aus diesem Grunde erscheint es gerechtfertigt, ihnen auch hier einen kleinen Platz einzuräumen.

Alle diese Kipper haben das gemeinsam, daß die Wagen auf einem dem Kipper zulaufenden Gleis auf die Plattform gelangen, die in der Regel dem anlaufenden Wagen etwas entgegengeneigt ist, um seine lebendige Kraft zu vernichten und um ihn nach dem Kippen selbsttätig zum Ablaufen in das Gleis für leere Wagen zu veranlassen. Nach der Ankunft wird der Wagen durch kräftige Fanghaken festgehalten und mit der Plattform gekippt. Die Kohle kann nun unmittelbar mit Hilfe einer Schüttrinne in die Schiffe gleiten, meist gelangt sie jedoch in einen als Füllrumpf ausgebildeten Trichter, der

die freie Fallhöhe der Kohlen einschränkt und zu ihrer Schonung beitragen soll. Nach dem Kippen wird die Plattform wieder aufgerichtet und der Wagen läuft zurück. Der ganze Vorgang ist einfach und daher auch die Leistungsfähigkeit dieser Kipper bedeutend.

Die älteren Kipper der beschriebenen Art waren Schwerkraftkipper (Abb. 522).[1]) Bei diesen läuft der gefüllte Wagen so weit auf die um eine hochgelegene Drehachse-Plattform auf, daß der Schwerpunkt beider sich vor der Drehachse befindet. Sowie nun die Bremse, welche die Plattform in der wagerechten Lage hält, gelüftet wird, erfolgt selbsttätig das Kippen. Nach der Entleerung des Wagens liegt der Schwerpunkt von Plattform und Wagen hinter der Drehachse, so daß beide in die Anfangsstellung zurückschwingen. Für den Fall, daß die selbstätige Wirkung infolge ungleichmäßiger Beladung der Wagen oder nicht genauer Einstellung des Fanggeschirrs bei Wagen

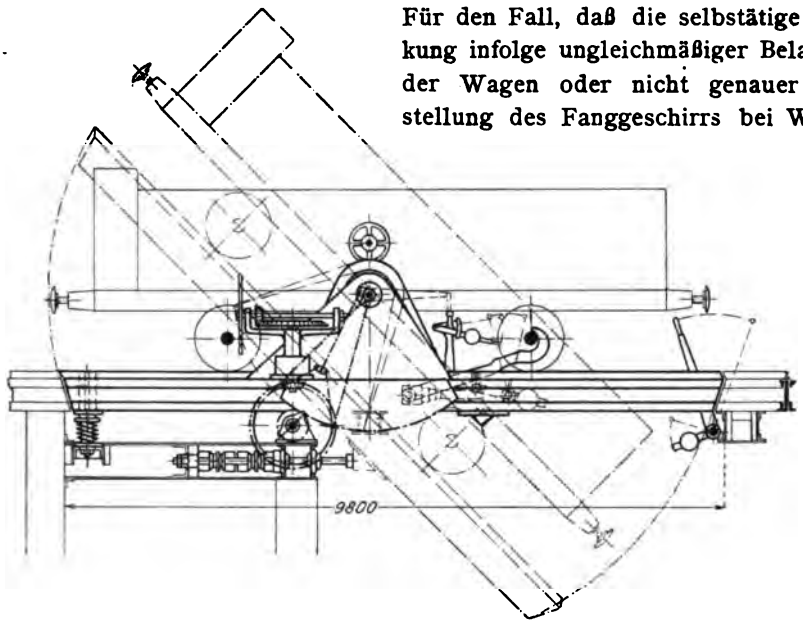


Abb. 522. Schwerkraftkipper.

verschiedener Größe nicht eintritt, ist noch ein Vorgelege angebracht, das die Neigung oder Zurückbewegung der Plattform durch Hand gestattet.

Wie auch die Abbildung erkennen läßt, erfolgt die Entleerung der Wagen über 2 m unter Schienenoberkante, daraus folgt, wenn die Kohle noch in Schiffe gleiten soll, daß die Zuführungsgleise am Ufer je nach den örtlichen Bedingungen ziemlich hoch gelegt werden müssen. Die Stundenleistung solcher Kipper kann auf 10 bis 15 Wagen zu je 15 t, mithin auf 150 bis 225 t geschätzt werden.

Gegenüber der beschriebenen Ausführung weisen die in Ruhrort bei der Hafenerweiterung aufgestellten Kipper erhebliche Verbesserungen auf (Abb. 523).[2]) Diese bestehen zunächst darin, daß zur Aushilfe für nicht

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 4. September 1910, S. 1439.

[2]) Eine ausführliche Beschreibung befindet sich in dem bereits mehrfach erwähnten vorzüglichen Aufsatz von Ottmann u. Loebell, Zeitschrift für Bauwesen 1910, S. 471 u. 530.

selbsttätig kippende Wagen elektrischer Antrieb vorgesehen ist. Ferner fallen die Kohlen nicht unmittelbar in die Schüttrinne, sondern in einen Füllraum, der bis zu 70 t Kohle faßt und sich in einen um 3 m der Höhe nach verstellbaren Trichter

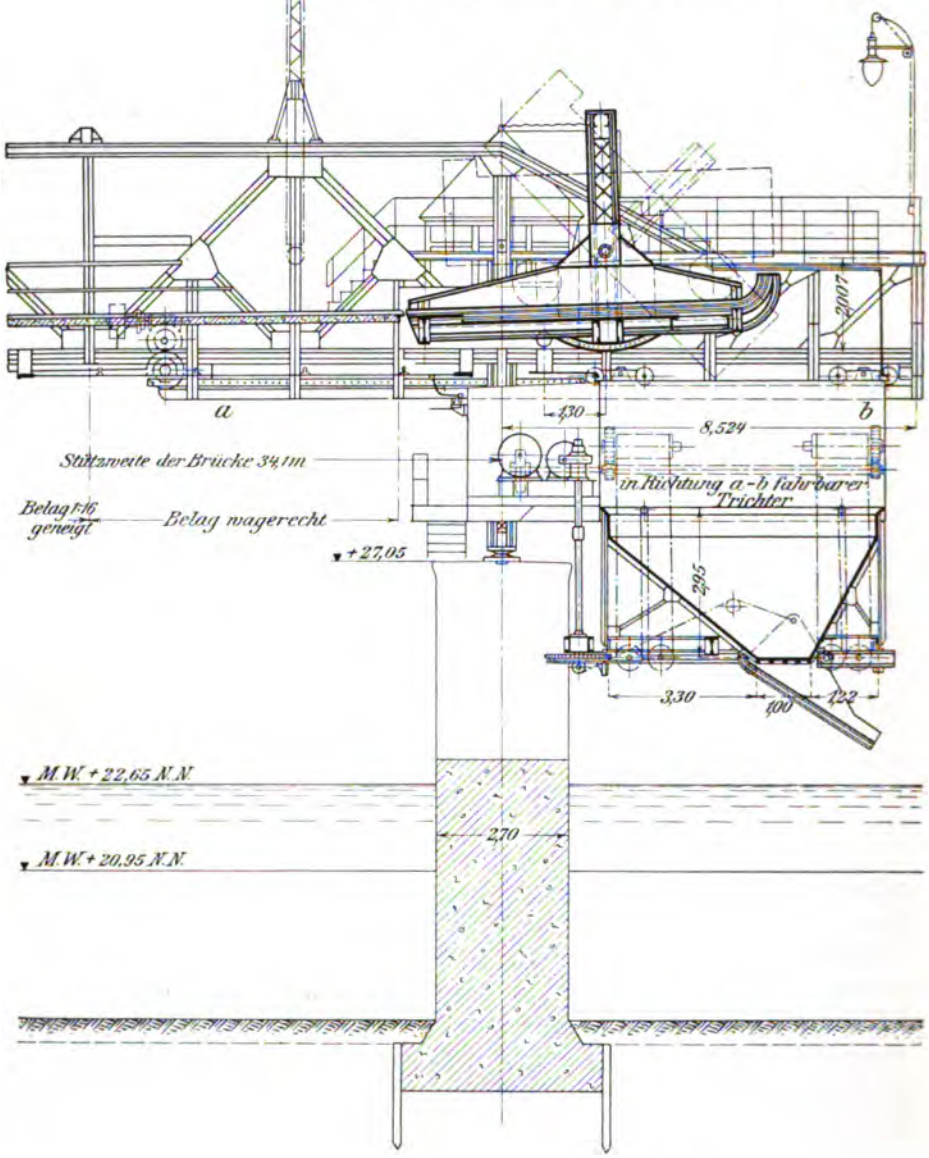


Abb. 523. Schwerkraftkopfkipper in Ruhrort.

zusammenzieht, an den die Schüttrinne anschließt. Dadurch kann die Fallhöhe den Wasserständen entsprechend auf das geringste Maß eingeschränkt werden. Der Trichter kann ferner in der Querrichtung verfahren werden, wodurch erreicht wird, daß die Beschüttung in ganzer Breite ohne irgendwelche Trimmarbeiten erfolgen kann.

Bemerkenswert ist ferner bei diesen Kippern die Gesamtanordnung der Zu- und Abfahrgleise (Abb. 524). Die Kipper befinden sich auf einem in das Hafenbecken hineingebauten Pfeiler, der durch eine 34,1 m lange Brücke mit dem Ufer verbunden ist; dadurch wird erreicht, daß der Uferstreifen, auf dem zwei Längsgleise verlegt sind, für andere Schiffe zum Anlegen benutzt werden kann. Die Zuführung der Wagen geschieht für jeden Kipper von einer Gruppe von Aufstellgleisen, die Platz für 80 bis 90 Wagen haben, und unter 1 : 200 nach der Volldrehscheibe, wo sie durch eine selbsttätige Gleisbremse festgehalten, gedreht und durch elektrisch angetriebenes Aufkippen der Drehscheibe nach dem Kipper zu in Bewegung gesetzt werden. Sie laufen diesem anfangs mit einem Gefälle von 1 : 200, später mit 1 : 100, auslaufend in 1 : ∞ zu. Die Drehscheibe ist mit einer Wiegevorrichtung versehen worden. Die auf Abb. 523 deutlich erkennbare Gegenneigung der Kipperplattform vernichtet die den Wagen noch innewohnende Kraft. Nach dem Kippen setzen die Wagen sich, wie erwähnt, selbsttätig in Bewegung und werden durch die inzwischen selbsttätig umgestellten Weichen durch ein unter 1 : 100 geneigtes Gleisstück der leeren Drehscheibe zugeführt, von der sie durch Ankippen nach den Aufstellungsgleisen für leere Wagen zu abgestoßen werden.

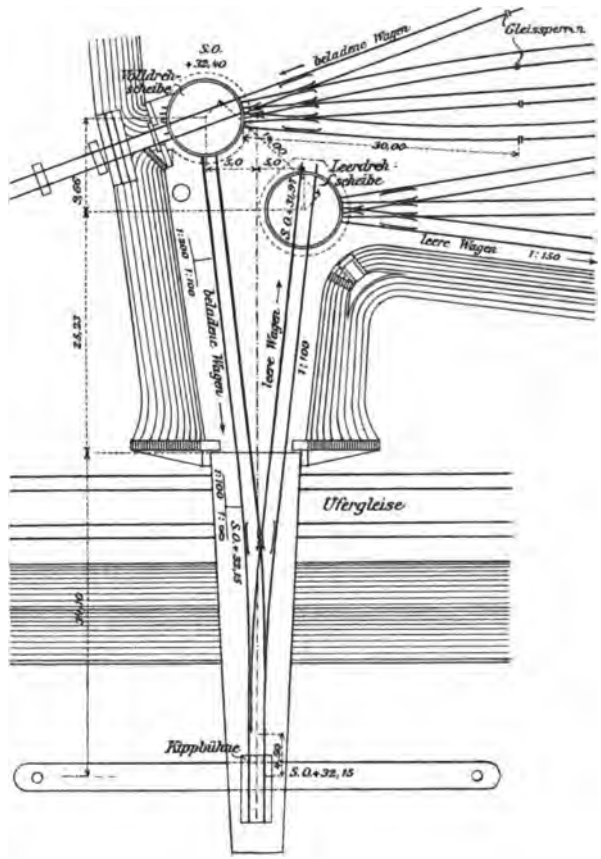


Abb. 524. Gleisplan des Schwerkraftkippers in Ruhrort.

Die Leistungen dieser Kipper übertrafen die der älteren um das Mehrfache, indem im Mittel 30 Wagen von je 15 t, also 450 t in der Stunde, verladen wurden. Unter günstigen Verhältnissen steigerte sich dieselbe auf 45 Wagen bezw. 675 t. Die Behandlung der Kohle hat sich ebenfalls als schonender wie bei den älteren Kippern durch die zweckentsprechende Ausbildung des Trichters erwiesen.

Wie schon erwähnt, sind die Kopfkipper, bei denen das Kippen in der gleichen Höhe erfolgt, in der die Gleise liegen, für Seeschiffe nicht geeignet, da sie größeren Schwankungen der Wasserstände und der Bordhöhen wenig Rechnung tragen können, wenn sie nicht auf ungewöhnlich hohe und kost-

spielige Gerüste gestellt werden. Dann wird aber für niedrige Schiffe und Wasserstände die Schütthöhe unnötig vergrößert. Aus diesem Grunde sind die in England für Seeschiffe verwendeten Kopfkipper so eingerichtet worden, daß die Kippplattform mit dem Wagen zunächst gehoben und in passender Höhe festgehalten wird, ehe das Kippen stattfindet.

Einen Übergang zu diesen Formen bilden die im Kuhwärder-Hafen in Hamburg aufgestellten Kohlenkipper (Abb. 525 u. 526). Diese tragen den verschiedenen Wasserständen im Hafen dadurch Rechnung, daß in die an Seilen hängende Hauptplattform eine Schwerkraftkipperbühne mit Bremse und

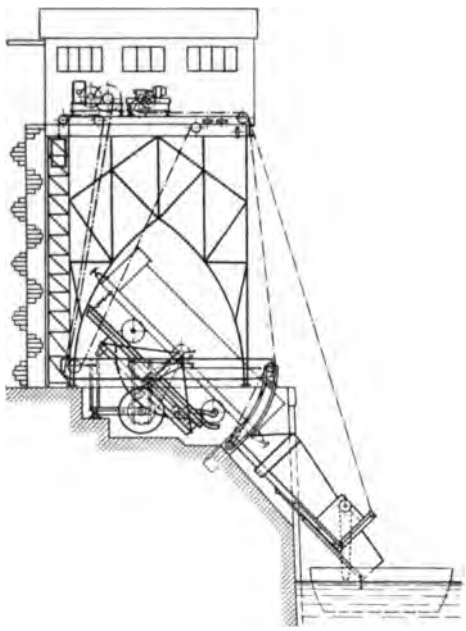


Abb. 525. Stellung für niedrige Wasserstände.

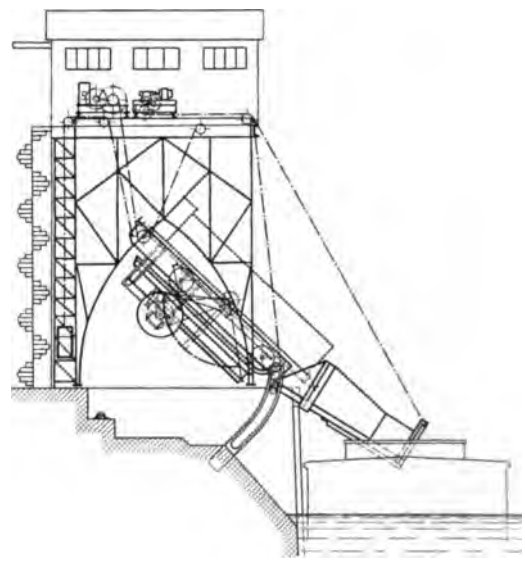


Abb. 526.
Stellung für hohe Wasserstände.

Abb. 525 u. 526. Kohlenkipper mit verstellbarer Plattform im Kuhwärder-Hafen in Hamburg.

Rädervorgelege eingebaut ist, die bei niedrigen Wasserständen wie ein gewöhnlicher Kipper gebraucht werden kann (Abb. 525). Bei hohen Wasserständen aber werden beide Plattformen miteinander verbunden und das ganze Gebilde mit dem Wagen um seinen vorderen Drehpunkt mit Hilfe eines am hinteren Ende angreifenden Seiles aufgekippt. Die Kohle gleitet dann durch eine geräumige verlängerungsfähige Schüttrinne in das Schiff. Alle Bewegungen werden durch elektrischen Antrieb bewirkt.

Bei den eigentlichen Aufzugkippern, wie sie in sehr vielen englischen Häfen zur Beladung in Gebrauch sind, wie Abb. 527 an einem kennzeichnenden neueren Beispiel vom Rothesay-Dock bei Glasgow[1]) zeigt, wird die Plattform mit dem Wagen auf größere Höhen gehoben und dann das Kippen vorgenommen. Dadurch wird eine große Anpassungsfähigkeit an verschieden hohe Wasserstände und Schiffshöhen erzielt. Es ist hier ebenso wie bei dem vorigen

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 21. August 1909, S. 1373, Abb. 9.

Beispiel die Plattform in eine Hubbühne und eine Kippbühne zerlegt worden, ein selbsttätiges Kippen ist jedoch ausgeschlossen; es kann nur durch Anheben des Hinterendes der Hubbühne von der auf dem Kippergerüst stehenden Plattform aus erfolgen.

Die sonstige Einrichtung des Kippers ist aus der Abbildung leicht zu entnehmen. Die Führung der Plattform geschieht an einem hohen Eisenfachwerk-

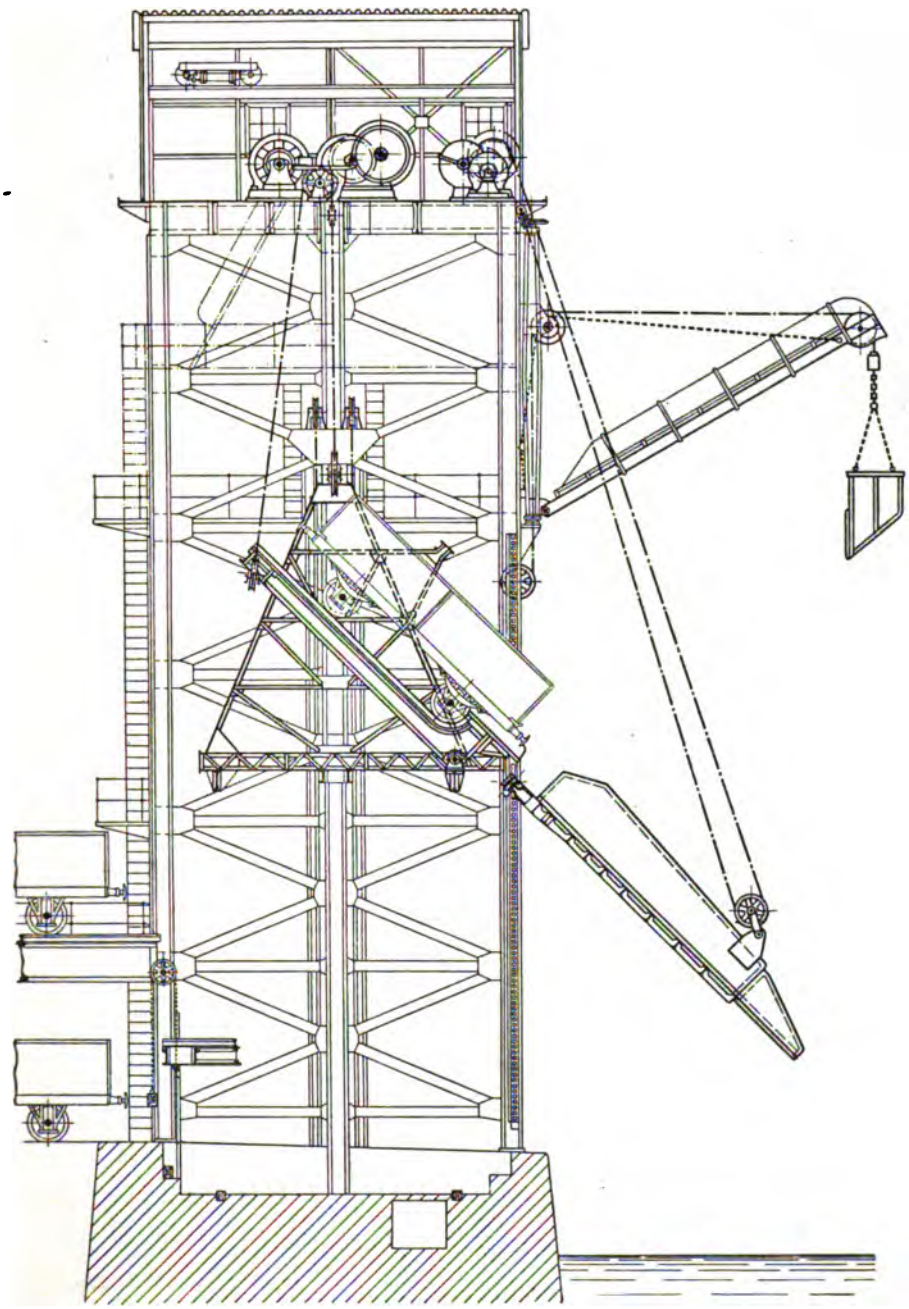


Abb. 527. Aufzugkipper vom Rothesay-Dock in Glasgow.

gerüst, das oben von einem Häuschen, enthaltend den Führerstand und die elektrisch angetrieben Winden, überdeckt wird. Die Kohle fällt durch Vermittlung einer kleinen an der Plattform angebrachten Schüttrinne in eine große, der Höhe nach verstellbare Rinne und dann ins Schiff. Zur Herstellung eines Schüttkegels auf dem Schiffsboden dient ein Hilfskran mit einem daran. hängenden, mit einer Klappe versehenen Fördergefäß. Bezüglich weiterer Einzelheiten sei auf die unten angegebene Quelle verwiesen; hier möge nur noch hervorgehoben werden, daß die Hubhöhe bei den zuerst in Glasgow ausgeführten Kippern dieser Art 15,25 bezw. 18,3 m betrug und daß diese Kipper für das Heben von Wagen mit 20 t Gewicht eingerichtet sind. Infolgedessen ist im ganzen eine Last von 32 t zu heben.

Ähnliche Aufzugkipper sind auch in größerer Zahl in dem neuen Hafen von Immingham aufgestellt worden.

Für die Leistungsfähigkeit der Einrichtung ist die Zu- und Ableitung der Wagen von besonderer Wichtigkeit. Bei den in Emden und in Rotterdam aufgestellten Kippern ähnlicher Bauart wird ein und dasselbe Gleisstück, das über zwei Kreuzdrehscheiben führt, an welche die Aufstellungsgleise für beladene bezw. leere Wagen angeschlossen sind, für den Zu- und Ablauf der Wagen benutzt, so daß gegenseitige Behinderungen nicht ausgeschlossen sind. In Glasgow erfolgt der Zulauf von einer die Aufstellungsgleise zusammenfassenden Kippdrehscheibe aus in Höhe der Kaifläche; der Ablauf dagegen auf einem 5 m höher liegenden, von eisernen Stützen und Trägern getragenen Gleise, eine Anordnung, die jede gegenseitige Behinderung der an- und rücklaufenden Wagen unmöglich macht. Infolgedessen ließ sich die Leistung des beschriebenen Kippers auf 45 bis 50 Wagen in einer Stunde gegenüber 15 Wagen an den beiden genannten Orten steigern. Zeitweise sollen sogar 75 Wagen von 20 t Ladung bei über 8 m Hubhöhe gekippt worden sein. Die Förderleistung ergibt sich daher in regelmäßigem Betriebe zu 900 bis 1000 t in der Stunde, unter günstigen Verhältnissen läßt sie sich bis auf 1500 t steigern; das sind Zahlen, die bisher von keiner anderen Kippvorrichtung erreicht werden konnten.

Bemerkt sei noch, daß die älteren Aufzugkipper in England hydraulisch angetrieben wurden; diese bleiben aber in ihren Leistungen hinter den elektrisch angetriebenen weit zurück. Man kann daher zur Zeit die Aufzugkipper der geschilderten Art in bezug auf Leistungsfähigkeit als die vollkommensten Verladeeinrichtungen für Kohle bezeichnen.

Dagegen läßt auch bei diesen Kippern die Schonung der Kohle noch zu wünschen übrig, da noch an zwei Stellen freier Fall vorhanden ist: einmal, wenn sie von den Wagen in die Schüttrinne stürzt, und dann, wenn sie diese verläßt und ins Schiff fällt. Die letztgenannte Strecke läßt sich allerdings durch vorherige Bildung von Schüttkegeln oder durch die Anwendung von ausziehbaren Trichtern sehr verringern; die erstere jedoch hängt mit der Bauart der Kipper zusammen und dürfte schwer zu beseitigen sein.

Diesen Übelständen soll eine weitere Ausbildung der Kipper abhelfen, welche zu den sogenannten Schwingkippern geführt hat,[1]) bei denen die

[1]) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure vom 16. März 1912, S. 426. D. R. P. Nr. 200518.

Schüttrinnen ganz fortfallen und die Plattform mit dem Wagen bis über die Mitte der Schiffsluke ausgeschwungen wird, so daß die Kohle von dem Wagen unmittelbar ins Schiff gleiten oder dasselbe durch Vermittlung eines ausziehbaren Trichters erreichen kann; es kommt somit der freie Fall zwischen Wagen und Schüttrinne in Fortfall. Die Schwingbewegung wird dadurch hergestellt, daß, wie Abb. 528 erläutert, nach dem Aufziehen der Plattform in die jeweilig bedingte Höhe der Hinterteil der Plattform durch

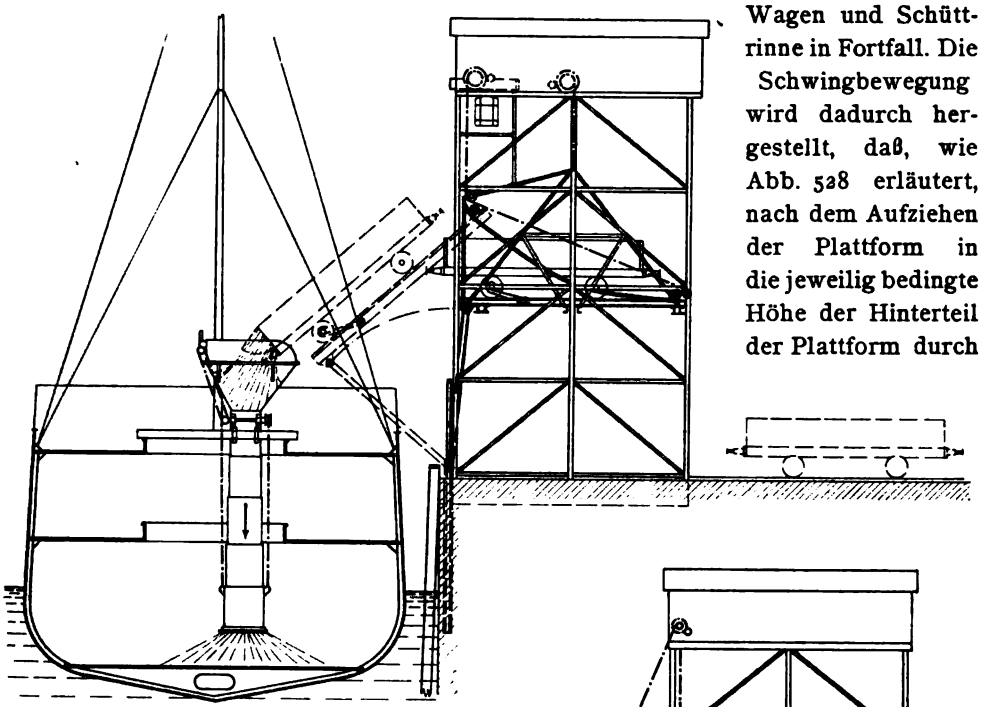


Abb. 528. Unterstützung der Plattform durch Schwinghebel.

Abb. 528 u. 528a. Schwingkipper.

Laufrollen an einer gebogenen Fahrschiene geführt wird, während gleichzeitig das Vorderende entweder von zwei gelenkig mit der Plattform verbundenen Schwinghebeln (Abb. 528), oder von einem der Höhe nach verstellbaren gekrümmten Ausleger gestützt wird (Abb. 528a). Ein Vorteil bei diesem Verfahren besteht ferner darin, daß nicht wie bei den Aufzugkippern für den ganzen Vorgang Kraft gebraucht wird, sondern daß dies hier nur zur Einleitung der Bewegung nötig ist, da später die Wirkung der Schwerkraft für die weitere Bewegung der Plattform ausreicht. Es scheint, daß auf diesem Wege eine weitere Entwicklung derKohlenkipper zu erhoffen ist, welche die Zerkleinerung der Kohle erheblich einschränkt.

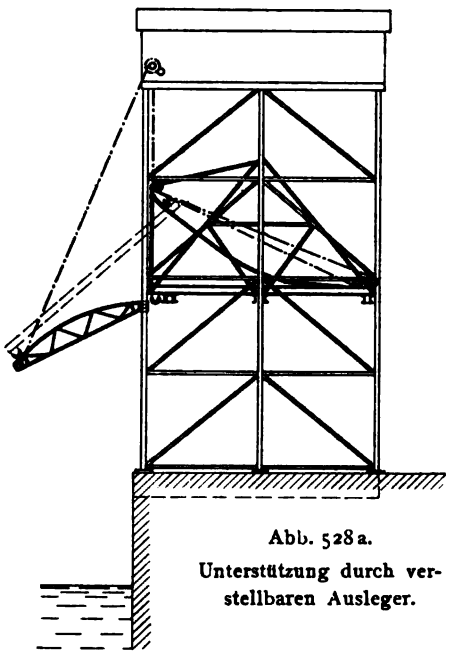


Abb. 528a. Unterstützung durch verstellbaren Ausleger.

Zu den Schwingkippern ist auch eine in Sunderland neuerdings ausgeführte Kipperanlage zu rechnen, die gleichzeitig als Schwerkraftkipperanlage

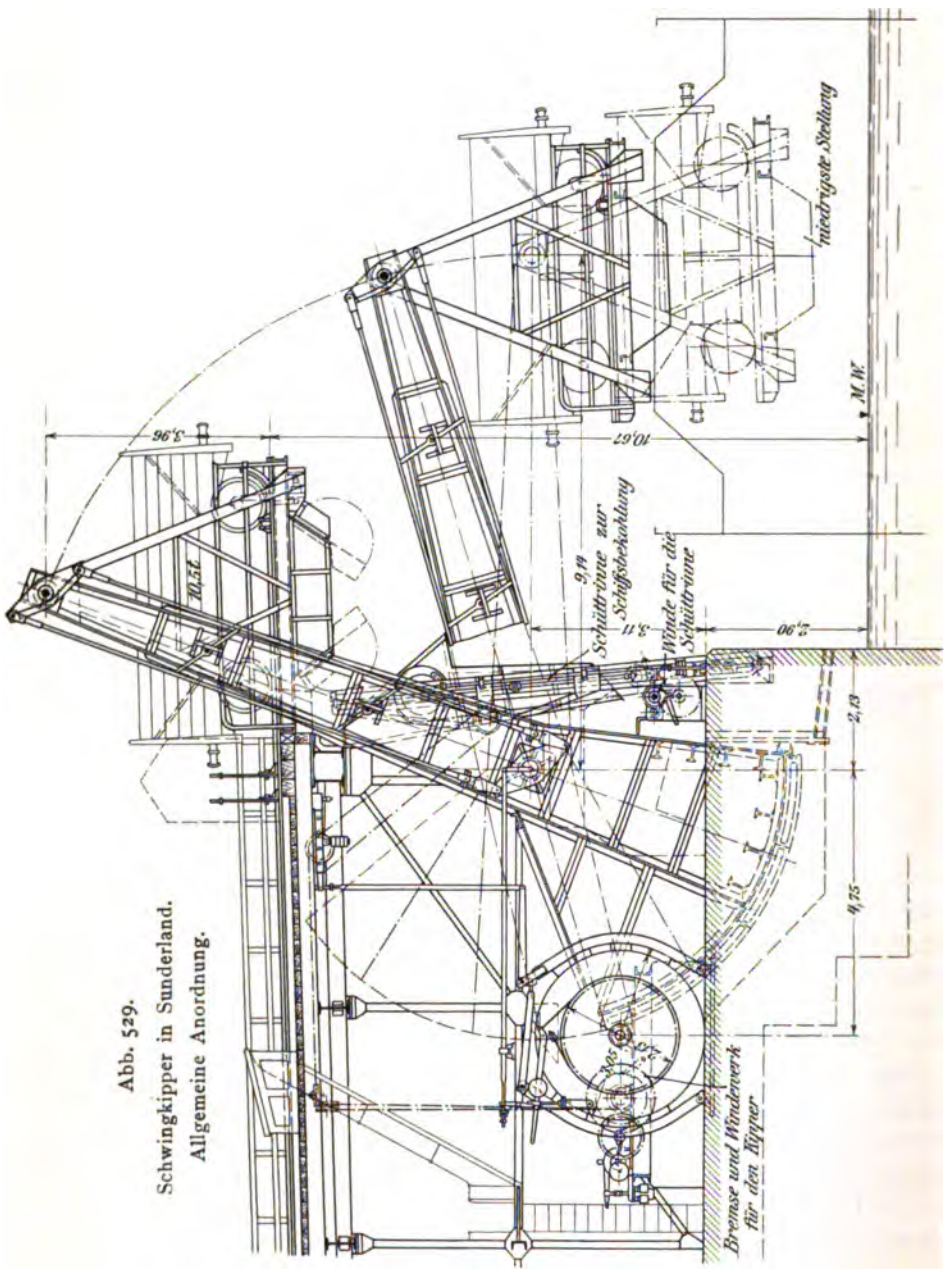


Abb. 529.
Schwingkipper in Sunderland.
Allgemeine Anordnung.

angesprochen werden kann, ihre Aufgabe jedoch in anderer Weise als bei den bisherigen Kippern löst.[1]) Wie Abb 529 erkennen läßt, läuft der zu entleerende

[1]) The Engineer vom 26. April 1912, S. 430 u. f.

Wagen wie bei den Plattformkopfkippern auf eine ihm entgegengeneigte Plattform hinauf. Zur Verwendung gelangen nur Sonderwagen mit Trichterböden und Bodenklappen. Die Plattform hängt an dem längeren oberen Ende eines ungleicharmigen Hebels, dessen kürzeres Ende ein Gegengewicht von 40 t trägt. Wird nun die Verbindung zwischen der Plattform und der Zulaufbrücke gelöst, so besitzt die Plattform mit dem beladenen Wagen das Übergewicht und bewirkt das Hinabschwingen des Hebels. Hierbei gelangt der Wagen mitten über die Schiffsluke und kann seinen Inhalt mit Hilfe eines Trichters, der durch umklappbare Teile verlängerungsfähig gemacht ist, entleeren. Die Bewegung des Hebels wird durch eine Bremse geregelt, sie kann auch durch Einschaltung eines elektrisch angetriebenen Windewerkes bewirkt werden, falls sie nicht selbsttätig eintritt oder wenn z. B. ein beladener Wagen zurückgewunden werden muß, weil er sich infolge Festfrierens der Kohle nicht entleert.

Nach der Entleerung erlangt das Gegengewicht die Oberhand, so daß der Hebel sich selbsttätig wieder aufrichtet und die Plattform und den Wagen an den früheren Platz zurückschafft. Die Bewegung kann an jeder beliebigen Stelle unterbrochen werden, auch läßt sich vom Führerstand erreichen, daß der Hebel bei dem Abwärtsgang stets an einer bestimmten Stelle zum Stillstand kommt.

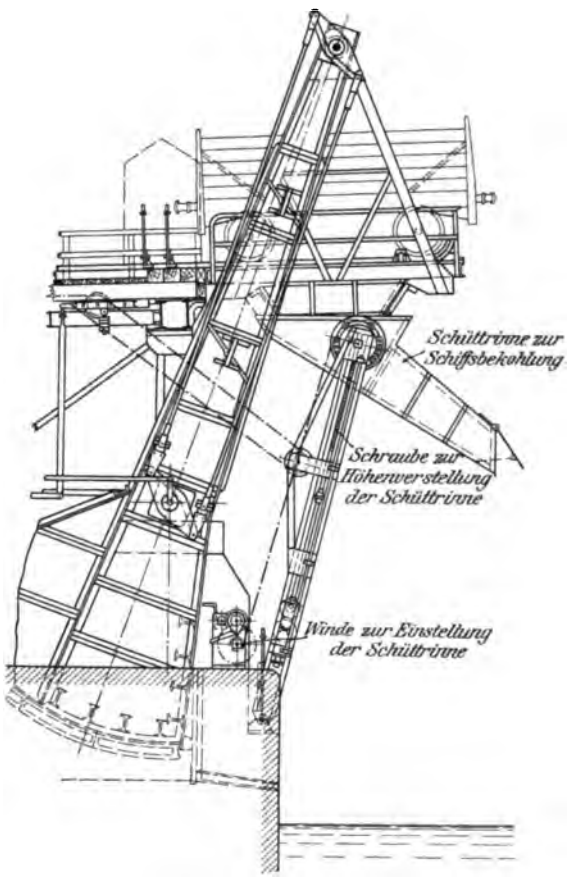


Abb. 530. Schwingkipper in Sunderland. Verstellbarer Schütttrichter.

Soll die Anlage zum Verladen von Bunkerkohle in hochbordige Schiffe benutzt werden, so wird ein zwischen den die Plattform tragenden Hebeln befindlicher Ausleger durch ein besonderes Windewerk hinabgelassen, das einen verstellbaren Schütttrichter trägt (Abb. 530). Die Entleerung der Wagen kann dann auch in der höchsten Stellung der Plattform erfolgen. Die durchschnittliche Leistung eines derartigen Kippers beträgt 500 t in der Stunde, unter günstigen Umständen soll in jeder Minute ein 10,5 t-Wagen gekippt werden können.

Eine letzte, hier zu erwähnende Verladevorrichtung für kleinere Leistungen ist von Aumund in den Kurvenkippern geschaffen worden.[1]) Bei ihnen wird

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1909, S. 1437 u. f., Abb. 18 u. 19.

der Wagen dadurch entleert, daß er mit Hilfe eines Unterwagens, an dem er durch Achshaken befestigt ist, auf einer gekrümmten Laufbahn (Abb. 532) durch ein Windewerk aufgezogen wird, bis er eine solche Schrägstellung erlangt, daß die Kohlen aus der Kopfklappe hinausgleiten und zwischen den Führungsschienen hindurchfallen. Als Vorzug der Anlage wird ihre Einfachheit, ihre vielseitige Verwendbarkeit und ihre Billigkeit betont; letztere verdankt die Vorrichtung dem Fortfall der schweren Plattform und des hohen Stützgerüstes gegenüber den Aufzugkippern. Die leichte Verwendbarkeit ist dadurch gegeben, daß die gekrümmte Fahrbahn nicht stets auf einem festen Unterbau angebracht zu werden braucht, sondern daß sie auch auf einem Fahrgestell aufgestellt werden kann, so daß damit an jeder beliebigen Stelle eines Gleises Wagen gekippt werden können. Eine Anwendung dieses Kippers zeigen Abb. 531 u. 532 an einer Anlage, die in Bremerhaven dazu dient, die mit der Eisenbahn eingetroffenen, für die Schiffe des Norddeutschen Lloyd bestimmten Kohlen in Leichterfahrzeuge umzuladen. Die Kurvenbahn besteht hier aus Eisen und steht auf einem Mauerwerkskörper, der einen als Füllrumpf dienenden Hohlraum enthält und die Kohle zunächst aufnimmt, bis sie durch ein För-

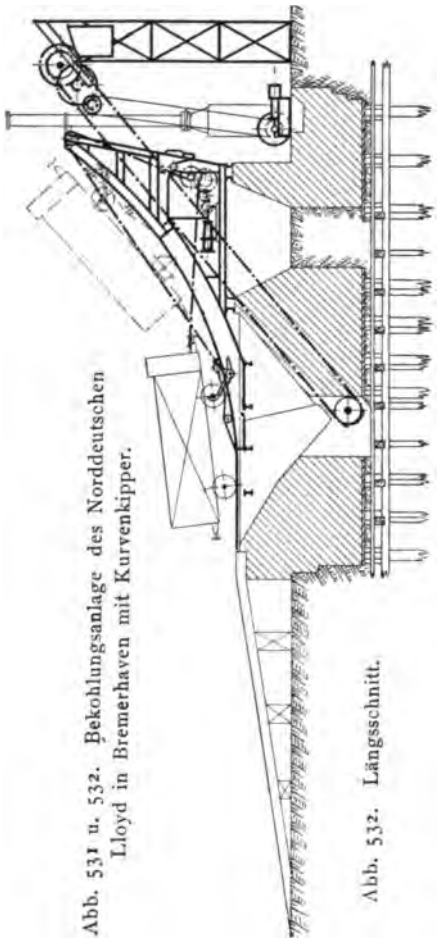


Abb. 531 u. 532. Bekohlungsanlage des Norddeutschen Lloyd in Bremerhaven mit Kurvenkipper.

Abb. 532. Längsschnitt.

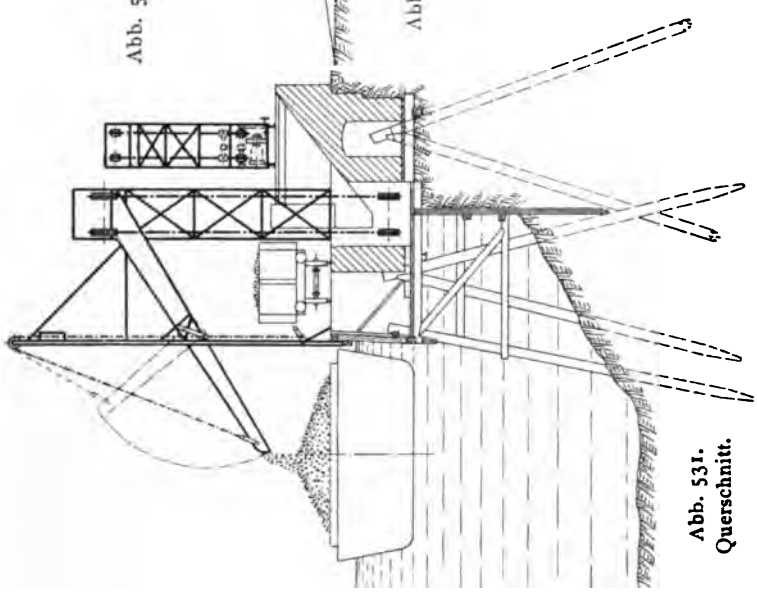


Abb. 531. Querschnitt.

derband in die Höhe gehoben und mit Hilfe einer Schüttrinne den Fahrzeugen zugeführt wird. Die Leistungsfähigkeit der Anlage wird auf 150 t in der Stunde angegeben.

Für Seeschiffe kann der Kurvenkipper auf Hochbahnen, die mit Schüttrinnen versehen sind, zur Verwendung kommen. Hierbei würde von der durch Abb. 533 u. 534 dargestellten drehbaren Form des Kippers Gebrauch gemacht werden können. Die Entleerung der Wagen erfolgt erst, nachdem der Wagen um 90° gedreht worden ist. Erwähnt sei ferner, daß dieser Kipper so ausgebildet ist, daß er die von einer Seite aufgezogenen Wagen nach der anderen wieder ablaufen läßt. Zu dem Zweck ist auf der Ablaufseite ein dem auf der Ankunftseite gleichgestaltetes Kurvenstück angefügt, auf dem die Wagen nach einer weiteren Drehung um 90° weiterlaufen können. Bei diesem Verfahren wird der Vorteil erreicht, daß zur Bedienung des Kippers nur ein einziges Gleis nötig ist; der Kipper hebt die Wagen neben der Entleerung noch über sich hinweg, so daß an- und ablaufende Wagen sich nicht behindern können. Bezüglich der Schonung haften auch diesem Kipper noch die gleichen Mängel wie den übrigen an.

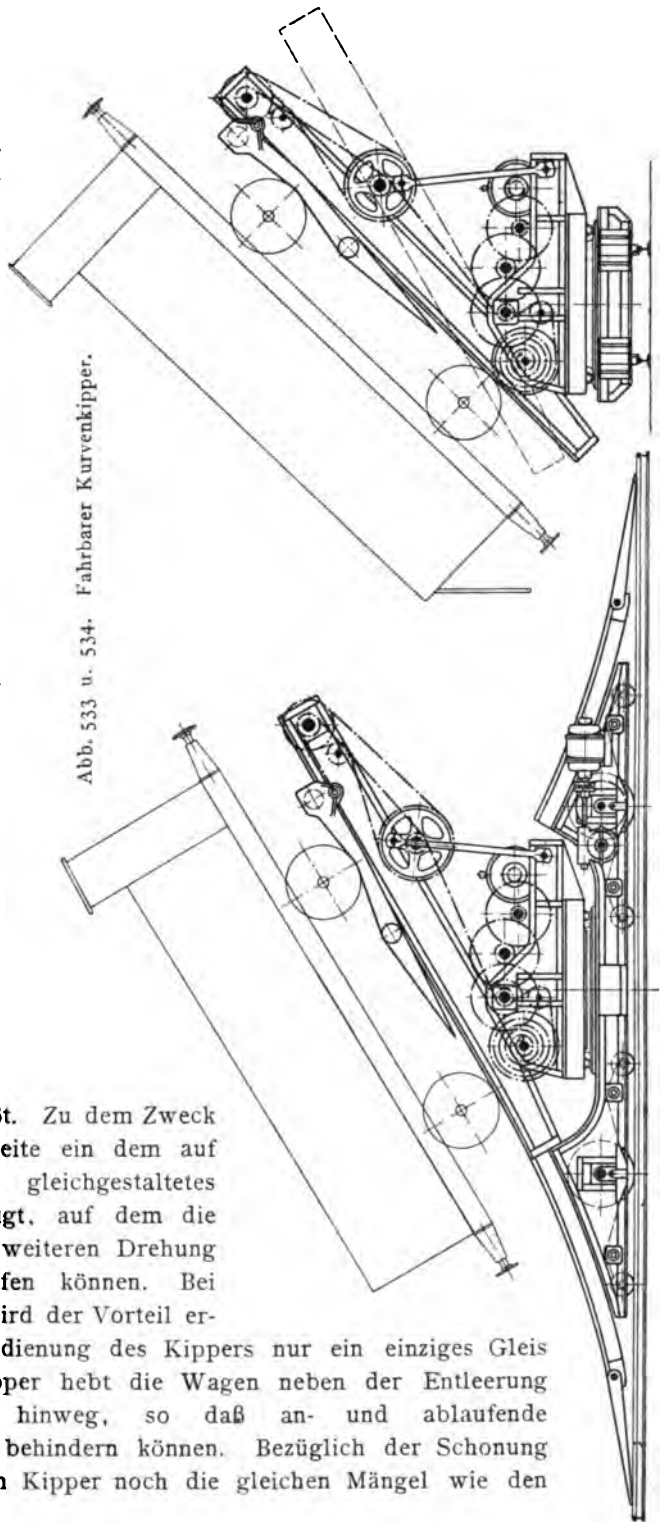


Abb. 533 u. 534. Fahrbarer Kurvenkipper.

Abb. 534. Vorderansicht.

Abb. 533. Seitenansicht.

4. Kastenverladung.

Diese besteht darin, daß die Kohle bereits in der Grube in Kästen verladen wird, die auf der Plattform der Eisenbahnwagen aufgestellt mit diesen nach dem Hafen befördert werden, wo die Kästen mit Hilfe eines Kranes abgehoben und in das Schiffsinnere versenkt werden. Erfolgt die Entleerung der Kasten durch die an ihnen angebrachten Bodenklappen erst dann, wenn sie den Boden erreicht haben, so wird — wie leicht erkennbar — die denkbar größte Schonung der Kohle erreicht. Ein solches Verfahren ist in Wallsend am Tyne in Gebrauch gewesen.

An anderen Stellen, z. B. in Cleveland, wird die Verteilung der Kohlen in Kästen erst im Hafen mit Hilfe eines Trommelkippers vorgenommen, indem er die Kohle in einen mit mehreren Öffnungen versehenen Trichter schüttet, unter denen sich die auf einen Plattformwagen gesetzten Kästen befinden. In den englischen Häfen von Cardiff und Penarth werden die aus den Aufzugkippern kommenden Kohlen in Zwischengefäße mit aufklappbarem Boden abgelassen, die dann durch einen Kran in die Schiffe hinabgesenkt werden, so daß ein größerer freier Fall vermieden wird.

Trotz der geschilderten unleugbaren Vorzüge hat die Kastenverladung wenig Verbreitung gefunden, weil sie in bezug auf Leistungsfähigkeit mit den anderen Vorrichtungen den Wettbewerb nicht aufnehmen kann.

B. Entlade- oder Löschvorrichtungen (vom Schiff an Land).

Im Gegensatz zum Verladegeschäft, wo die Massengüter in kleineren abgeteilten Mengen, Wagenladungen, zur Behandlung gelangen, besteht die Aufgabe der Entlade- oder Löschvorrichtungen darin, die in zusammenhängenden Massen ankommenden Massen zunächst in kleinere Teilladungen zu zerlegen, diese aus den Schiffen hinauszuschaffen und in Landfuhrwerke, auf Lagerplätze oder in andere Schiffsgefäße zu befördern. Ein besonderes Kennzeichen des Entladens ist ferner, daß hierbei das Gewicht der Güter der gewollten Bewegung entgegenwirkt und sie nicht, wie bei dem Verladen, unterstützt. Es muß daher hier stets Kraft aufgewendet werden. An manchen Entladeeinrichtungen, besonders bei denen, die nach Lagerplätzen hin arbeiten, wird ferner die Sonderforderung gestellt, daß sie auch zum Verladen benutzt werden können, um z. B. die von Seeschiffen herangebrachten Güter zu gelegener Zeit in Leichter oder Flußfahrzeuge umzuschlagen.

1. Kübel und Greifer.

Als Mittel zur Teilung der Massen werden entweder Kübel oder Greifer benutzt. Erstere bestehen aus einem an einem Bügel aufgehängten Gefäß, das durch einen Kran in das Schiffsinnere hinabgelassen und von Hand vollgeschaufelt wird. Dies Verfahren ist wegen der vielen dabei erforderlichen Arbeitskräfte zeitraubend und kostspielig. Nach der Füllung werden die Kübel mit Hilfe von Winden oder durch einen Kran in die Höhe gezogen und über die Entleerungsstelle geschwenkt.

Die Entleerung der Kübel erfolgt entweder durch Kippen, Öffnen des Bodens oder bei zweiteiligen Kübeln durch Aufklappen. Das Kippen geschieht

in der Regel selbsttätig durch Lösen eines Stützhebels. Abb. 535 zeigt einen Kübel nach der Bauart Hunt-Pohlig. Diese Kübel sind beladen vorn schwerer als hinten, daher kippen sie selbsttätig nach der Lösung des Stützhebels aus; leer sind sie hinten schwerer als vorn, infolgedessen richten sie sich von selbst wieder auf, wobei der Stützhebel ohne Zutun den Kübel wieder feststellt.

Für die Aufnahme von Massengütern von Lagerplätzen finden auch Kübel Verwendung, die sich selbst füllen. Zu dem Zweck sind sie, wie Abb. 536 an dem Kübel von Calhaun zeigt, an der Vorderkante mit Greifzähnen versehen, mit denen sie, wenn sie in geneigter Lage durch eine Laufkatze die Böschung hinaufgeschleppt werden, das Lagergut erfassen.

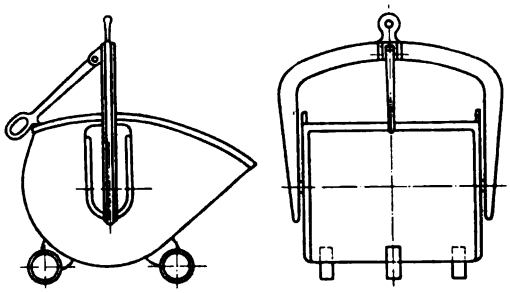


Abb. 535.
Förderkübel nach der Bauart Hunt-Pohlig.

Ein Beispiel eines zweiteiligen Kübels nach Jäger zeigt Abb. 537. Der Kübel bleibt geschlossen, solange er an dem Kranseil L hängt, wird dagegen an dem Seil $\ddot{O}$ gezogen, so werden die beiden den Kübel bildenden Schalen aufgeklappt. Läßt man die Seile $\ddot{O}$ wieder los, so schließt sich der Kübel durch das Eigengewicht der Schalen und des an den Seilen $\ddot{O}$ befindlichen Gehänges.

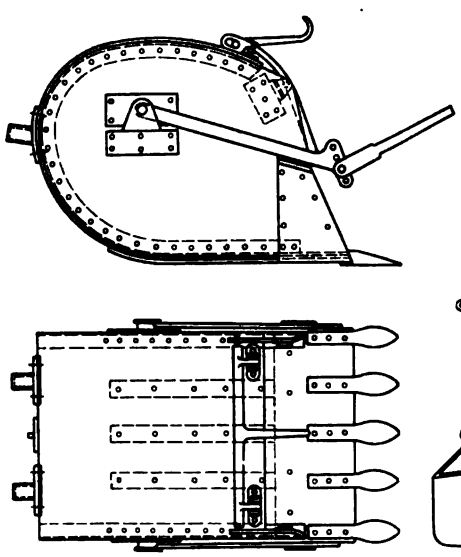


Abb. 536.
Förderkübel von Calhaun.

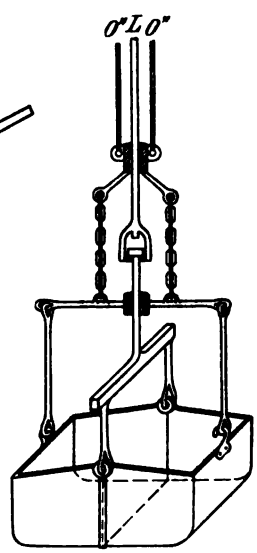


Abb. 537. Zweiteiliger Förderkübel, Bauart Jäger.

Die Größe der Kübel richtet sich nach den zur Verfügung stehenden Hebezeugen, man findet sie in allen Abstufungen bis hinauf zu einem Fassungsvermögen von 3 cbm entsprechend einer Last bis zu 10 t und mehr. Die zuletzt erwähnte Kübelform stellt gleichzeitig den Übergang zu den Greifern dar.

Die Greifer sind, wie schon ihr Name sagt, Fördergefäße, die sich selbst füllen dadurch, daß sie in die gelagerte Masse hineingreifen. Sie bestehen aus zwei viertelzylindrischen Schaufeln, die in einem starken Eisenrahmen gelenkig gelagert sind und durch Ketten oder Seile geöffnet bezw. geschlossen sowie

gehoben oder gesenkt werden können. Da bei ihrer Anwendung das Füllen der Kübel fortfällt, so sparen sie erheblich an Arbeitskraft.

Man unterscheidet unter den vielen heute hergestellten Formen Greifer mit zwei bezw. einer Kette (Seilen). Neuerdings ist ferner bei einer noch zu erwähnenden Greiferform an Stelle der Kettenaufhängung ein fester drehbarer Stiel getreten.

Der Grundgedanke der von Priestmann erfundenen Zweikettengreifer, die auch vielfach für die Baggerung von Steinen verwendet werden, wird durch die Abb. 538 u. 539, von denen die erste den Greifer in geöffnetem und die zweite ihn in geschlossenem Zustande darstellt, erläutert.[1]) Die in diesem Falle aus starken Zähnen mit Stahlspitzen hergestellten Greifkörbe können natürlich auch mit geschlossenen Wandungen angefertigt werden. Sie sind an ihrer Innenseite in den Punkten *a* in dem Rahmen *R* drehbar gelagert. An der Außenseite sind sie in den Punkten *b* durch Gelenkstäbe *c* mit einem in dem Rahmen *R* lotrecht verschiebbaren Balken *B* verbunden. Wird dieser Balken in dem Rahmen nach oben geschoben, so öffnet sich der Greifkorb (Abb. 538); geht er dagegen nach unten, so schließt er sich (Abb. 539). Zur Herstellung dieser Bewegung des Balken *B* ist am unteren Ende des Rahmens *R* eine Welle *W* gelagert, auf der in der Mitte eine große Wickeltrommel *T* und zu deren Seiten zwei kleine t_1 und t_2 sitzen. Der Balken *B* ist durch zwei sich auf den kleinen Trommeln auf- und abwickelnde Ketten oder Seile k_1 und k_2 verbunden. Auf der mittleren, großen Trommel wickelt sich die Schließkette *S* in entgegengesetztem Sinne auf bezw. ab, und an dem verschieb-

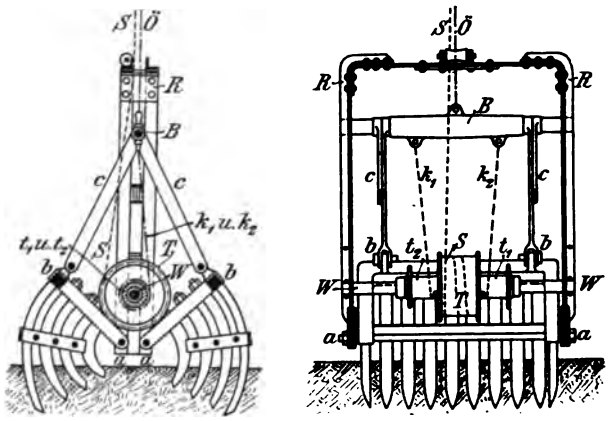


Abb. 538. Zweikettengreifer von Priestmann, geöffnet.

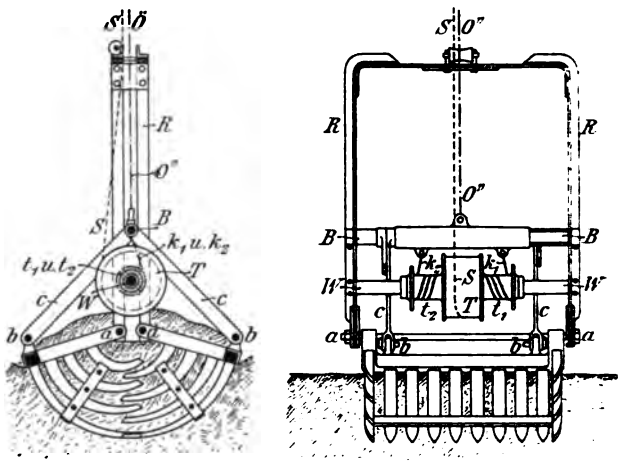
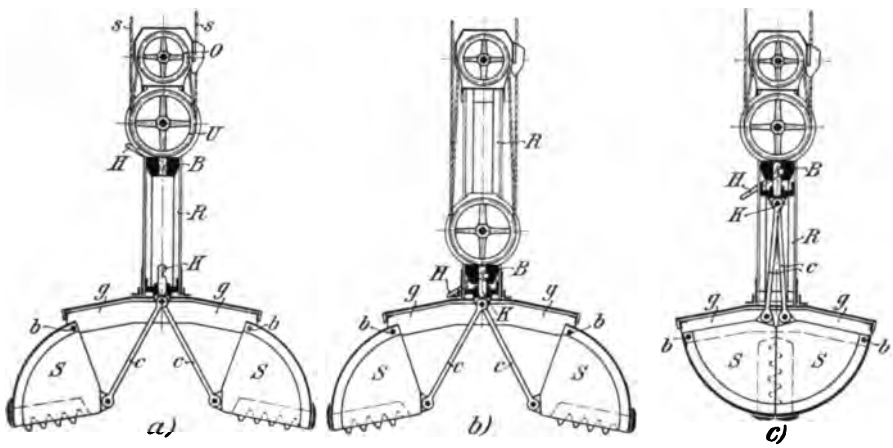


Abb. 539. Zweikettengreifer von Priestmann, geschlossen.

[1]) M. Buhle, Massentransport, Stuttgart u. Leipzig 1908. S. 102 u. f.

baren Balken B greift die Öffnungskette $\ddot{O}$ an. Der Vorgang bei dem Gebrauch des Greifers ist nun folgender. Hängt er an der Öffnungskette $\ddot{O}$, so bewegt sich der Balken B in dem Rahmen nach oben, dabei wird der Korb durch den von den Gelenkstangen c ausgeübten Zug geöffnet, gleichzeitig wickeln sich die Ketten k_1 und k_2 von ihren Trommeln und versetzen dadurch die Welle W in Umdrehung, so daß die zur Zeit lose Kette S sich auf der großen Trommel T aufwickelt (Abb. 538). In diesem Zustande wird der Greifer auf die zu fördernde Masse hinabgelassen.

Wird darauf an der Schließkette S gezogen und die Kette $\ddot{O}$ nachgelassen, so wickelt sich S von der großen Trommel T, sie in Drehung versetzend, ab. Gleichzeitig wickeln sich die Ketten k_1 und k_2 auf ihren Trommeln auf und



Greifer geöffnet, Seil oder Kette angezogen. Greifer geöffnet, Seil oder Kette locker gelassen, Verriegelung der Greifkörbe mit dem unteren Rollenkopf. Greifer geschlossen.

Abb. 540a bis c. Einkettengreifer, Bauart Hone-Pohlig.

ziehen dabei den Balken B nach unten, so daß die Schließung des Korbes erfolgt.

Der Greifer kann nun durch die Kette S in die Höhe gezogen werden. Zur Entleerung wird wieder die Kette $\ddot{O}$ angezogen und die Kette S nachgelassen, wodurch der zuerst beschriebene Zustand wieder eintritt.

Man erkennt an diesem Vorgang, daß ein Zweikettengreifer zu seinem Betriebe zweier Windetrommeln bedarf, die abwechselnd in Betrieb gesetzt werden können; er kann daher nicht von jedem beliebigen Kran benutzt werden. Diesen Übelstand vermeiden die mit einer Kette oder einem Seil arbeitenden Greifer, von denen hier der von Pohlig ausgeführte Honegreifer vorgeführt werden möge (Abb 540a–c).

Der Greifer hängt mit einer Seilschlinge s an zwei Rollenköpfen O und U, die einen Flaschenzug von sechs Seilen bilden. Der obere Rollenkopf ist fest mit dem Rahmen R verbunden, der untere U dagegen in ihm lotrecht verschiebbar. Die mit Zahnschneiden versehenen Schaufeln S sind an den mit Rahmen R fest verbundenen Querstücken g in den Punkten b drehbar gelagert. Außerdem sind sie durch Gelenkstangen c mit einer in einem Kreuzkopf B steckenden

Klinke *K* verbunden. Der Kreuzkopf kann in dem Rahmen *R* auf- und niedergleiten.

Wird der Greifer in der durch Abb. 540a dargestellten Stellung auf die gelagerte Masse hinabgelassen, so werden die Seile *s*, sowie er aufsteht, lose, dadurch wird der untere Rollenkopf *U* des Flaschenzuges frei und gleitet in dem Rahmen *R* hinunter, dabei stößt er mit dem Kolben *B* auf die Klinke *K*, die in ihn einhakt (Abb. 540b). Zieht man nun das Seil an, so verkürzen sich die Seile des Flaschenzuges, der untere Rollenkopf kehrt nach oben zurück und nimmt den Kreuzkopf *B* und damit auch die Gelenkstangen *c* mit, so daß der Greifer zum Schluß kommt (Abb. 540c). Durch weiteren Zug an den Seilen wird der geschlossene Greifer so lange gehoben, bis der Hebel *H* an einen an dem Kran angebrachten Ansatz stößt und die Klinke *K* entriegelt. Dann öffnet sich der Greifer selbsttätig durch das Gewicht der in den Schaufeln lagernden Masse, und es tritt der Zustand Abb. 540a wieder ein. Einem zu schnellen Öffnen beugt eine Ölbremse vor. Ein derartiger Greifer

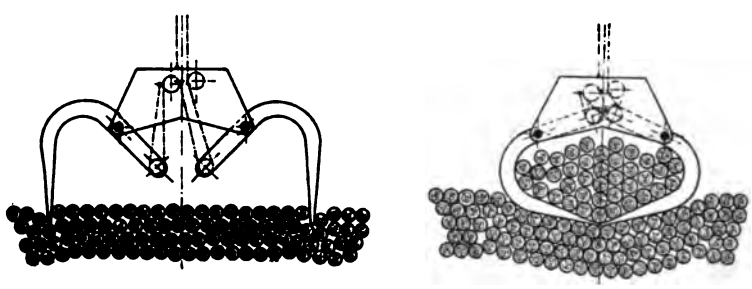


Abb. 541. Zweiketten Rundholzgreifer.

kann durch jeden Kran bedient werden. Bemerkt sei noch, daß die Honegreifer, wie andere ebenfalls, auch vierteilig ausgeführt werden, so daß sie in geschlossenem Zustand die Gestalt einer Halbkugel aufweisen.

Honegreifer werden für gewöhnliche Drehkräne mit beliebigem Windewerk in Größen von 0,6 bis 2,25 cbm Fassungsraum hergestellt; ihr Gewicht beträgt 0,97 bis 2,45 t. Die größten haben geöffnet 3,5 m und geschlossen 3,2 m Höhe. Ihre Breite beläuft sich in offenem Zustande auf 2,55 m und in geschlossenem auf 1,86 m. Die Länge ist zu 2,06 m bemessen worden.

Eine Hauptbedingung, die an einen guten Greifer behufs Schonung der zu fördernden Massen zu stellen ist, besteht darin, daß er ohne größere Fallhöhe zum Greifen kommt und sich nur durch die Wirkung seines Gewichtes füllt; aus diesem Grunde muß er ein erhebliches Gewicht erhalten. Im anderen Falle wird sowohl eine Beschädigung der Massen beim Auffallen, als auch die Gefahr einer Verletzung der Schiffsböden hervorgerufen.

Für besondere Zwecke erhalten die Greifer andere, von den obigen abweichende Formen. So zeigt z. B. Abb. 541 einen für das Heben von Rundholz bestimmten Zweikettengreifer.[1])

Sollen Eisenbahnschienen oder Träger vom Lager abgehoben werden, so werden die Greifer mit Magneten ausgestattet. Einzelne dieser Greifer sind so

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 15. Mai 1909, S. 786.

ausgestattet, daß sie nur das Anheben der Eisen besorgen und daß nach demselben Greifbacken unter die Eisen fassen, so daß die Magnete zur Ersparung von Stromkosten ausgeschaltet werden können.

Zahlreiche Greiferformen sind ferner an der unten angegebenen Stelle zusammengefaßt.[1])

Eine besondere Stellung nimmt der Hulettgreifer ein, der in Amerika an den großen Seen zur Entladung der Erzdampfer in Verbindung mit der weiter unten zu beschreibenden Krananlage benutzt wird (vergl. Abb. 545). Er hängt nicht an einem Seil, sondern an einer hohlen, drehbaren, gußeisernen Säule, in deren Innerem der Stand für den Bedienungsmann des Greifers angebracht ist. Der durch Abb. 542 in seinen Hauptteilen dargestellte Greifer besitzt darin

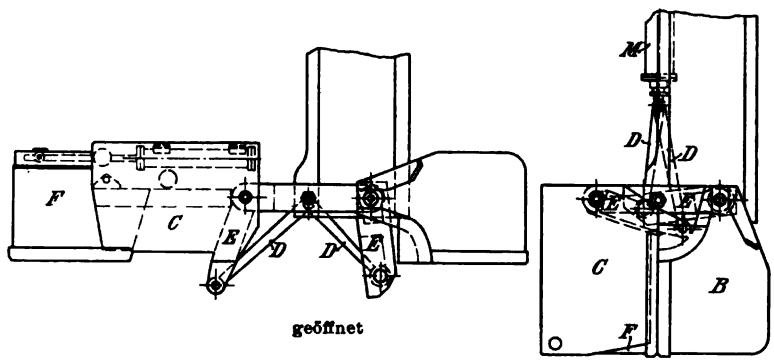


Abb. 542. Hulettgreifer.

noch eine Besonderheit, daß die links gezeichnete Schaufel *F* durch einen in dem Führungsstück *C* gelagerten Druckwasserkolben seitlich verschoben werden kann, wodurch er die Fähigkeit erhält, den gewöhnlichen Greifern nicht zugängliche Ecken auszukratzen. Das Öffnen und Schließen erfolgt von einem Druckwasserkolben *M* aus durch Vermittlung der Gelenkhebel *D* und der an den Schaufeln befestigten Ansätze *E*.[2]) Das Fassungsvermögen der Greifer erreicht 10 t Erz.

2. Mit Kränen ausgerüstete Entladevorrichtungen.

Als einfachste Entladevorrichtung sind Kräne anzusehen, feste, fahrbare oder schwimmende, die mit Förderkübeln oder Greifern versehen sind. Sie heben die von den Fördergefäßen aufgenommene Masse aus dem Schiff heraus, schwenken diese herum über Land und setzen sie, wenn die Gefäße fahrbar sind, zur Weiterbeförderung ab oder entleeren den Inhalt in Eisenbahnwagen oder andere Fuhrwerke.

Die gewöhnlichen Hafenkräne reichen für das Entladen von Massengütern, da sie nicht genügend weit von der Kaikante nach hinten arbeiten können, nicht aus. Dieser Umstand macht sich besonders fühlbar, wenn die Güter zunächst gelagert werden sollen, ehe sie durch Landfuhrwerke oder Binnenfahrzeuge

[1]) Le Génie Civil vom 8. Februar 1913, Taf. XVIII und vom 15. Februar 1913, S. 310 und 311.

[2]) Le Génie Civil vom 8. März 1913, S. 363 und Taf. XXV.

weiterbefördert werden. In solchen Fällen werden die Kräne zweckmäßig in der Richtung senkrecht zum Ufer fahrbar gemacht und, um einen größeren Platz auch der Länge nach bestreichen zu können, auf fahrbaren Brücken aufgestellt.

Eine in dieser Form ausgeführte Anlage zeigt Abb. 543. Sie stellt die Kohlenlöscheinrichtungen der Reederei von Holm u. Molzen in Flensburg[1]) dar und besteht aus einer fahrbaren, 29,5 m langen Eisenfachwerkbrücke, für die eine Laufschiene dicht hinter der Kaikante, die andere hingegen in 18,0 m Entfernung auf einem 7,0 m hohen, etwa in der Mitte des Lagerplatzes stehenden Eisengerüst angeordnet ist. Auf der 3,5 m breiten Brücke läuft ein fahrbarer Drehkran mit 10,3 m Reichweite, der mit einem Honegreifer, der 2 t Nutzlast bei 2 t Eigengewicht trägt, ausgerüstet ist. Zur bequemen Füllung von Fuhrwerken dient ein auf dem Untergurt der Brücke fahrender Trichter. Zur günstigen Verteilung

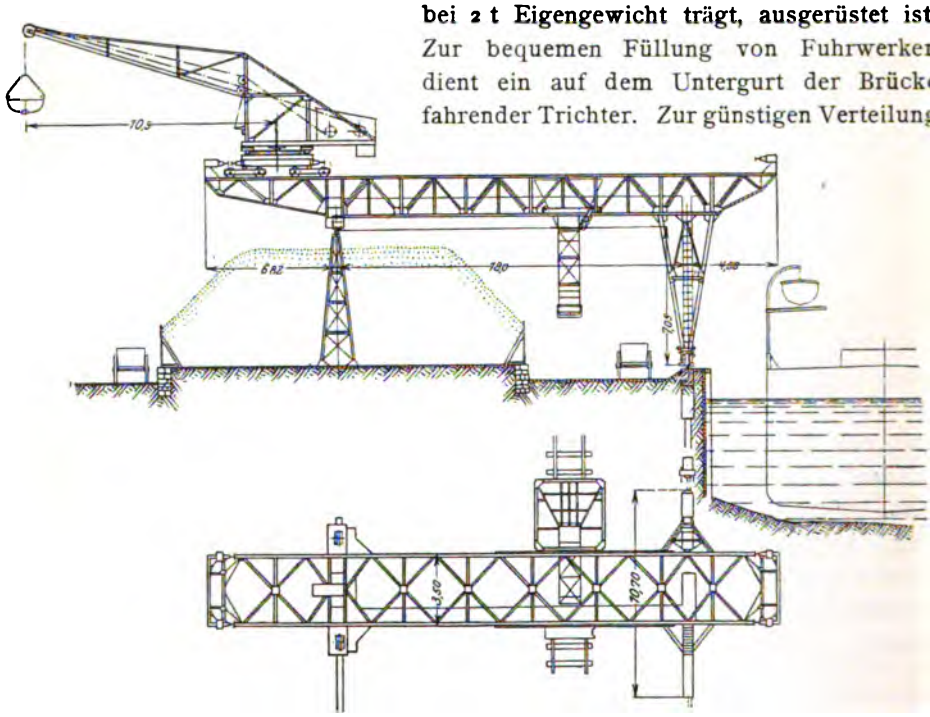


Abb. 543. Löschbrücke mit fahrbarem Drehkran in Flensburg.

der Kranlast ist sein Drehgestell auf zwei Drehschemeln errichtet. Der Kranausleger ist ferner so ausgebildet, daß der Führer freien Ausblick erhält.

Die Anlage wird in erster Linie zum Löschen von englischer Kohle aus Seedampfern benutzt, dabei kann die Kohle sowohl sofort in Landfuhrwerke verladen oder auch erst auf den Lagerplatz genommen werden. In zweiter Linie kann sie aber zum Verladen der Kohle in Binnenschiffe Verwendung finden. Die Überlegenheit der Anlage gegenüber dem älteren Verfahren, bei dem die Kohle im Schiff von Arbeitern in Körbe geschaufelt, mit den Schiffsdampfwinden gehoben und durch Kippwagen auf Schmalspurgleisen über den Lagerplatz verteilt wurde, erhellt aus der Angabe, daß früher zum Entlöschen

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 20. April 1912, S. 618.

eines Dampfers mit 1800 t Kohle von 70 Mann 26 Stunden gebraucht wurden und daß heute mit 4 Mann, 2 Kranführern und 2 Lukenmännern auf dem Schiff die gleiche Arbeit in 10 Stunden geleistet wird. Abgesehen von der Ersparnis an Arbeitslöhnen fällt besonders die kürzere Liegezeit des Dampfers ins Gewicht, die ihm infolgedessen erheblich mehr Reisen ermöglicht.

Die Leistungsfähigkeit derartiger Anlagen kann durch Vergrößerung der Greifer und durch Aufstellung mehrerer Brücken mit Kränen, die gleichzeitig an demselben Schiff arbeiten, erheblich gesteigert werden.

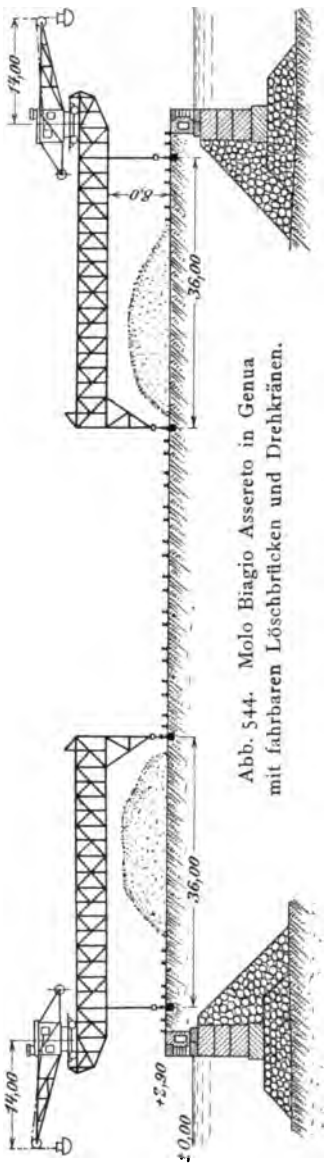


Abb. 544. Molo Biagio Assereto in Genua mit fahrbaren Löschbrücken und Drehkränen.

Größere Anlagen ähnlicher Art befinden sich unter anderen in Italien, das im wesentlichen auf Kohleneinfuhr angewiesen ist, in den Häfen von Genua und Spezzia.

Im Hafen von Genua ist für den Kohlenempfang in erster Linie der Molo Biagio Assereto (vergl. Band I, S. 112, Abb. 48) ausgerüstet worden; die Kohle kommt mit Seeschiffen an, während die Abfuhr durch die Eisenbahn stattfindet. Die Ausbildung der Hafenzunge wird durch Abb. 544 erläutert.[1]) An beiden Ufern befinden sich hinter drei Gleisen Kohlenlagerplätze und zwischen diesen weitere neun Gleise, die als Lade- und Aufstellgleise Verwendung finden. Die Lagerplätze und zwei der Kaigleise werden durch fahrbare Brücken von 36,0 m Spannweite in 8,0 m lichter Höhe überbrückt, auf denen mit Greifern ausgerüstete, fahrbare Drehkräne laufen, die bei 14,0 m Gesamtausladung 4,3 t Tragkraft besitzen. Die Laufbrücke kragt um 8,5 m nach der Kaiseite hin aus, so daß die Kräne in der äußersten Stellung 12,75 m über die Kaikante hinübergreifen können. Die Greifer erfassen etwa 2 t Kohle, das Gesamtgewicht eines gefüllten Greifers beläuft sich auf 4.3 t. Die Hafenzunge wurde bei der ersten Einrichtung mit acht solchen Entladevorrichtungen versehen, deren Leistung zu 50 t in der Stunde angenommen worden war; tatsächlich ergaben sich je nach der Schiffs- und Kohlenart Mengen zwischen 60 und 90 t. Neuerdings ist die Aufstellung von 13 weiteren Brücken der gleichen Art in Aussicht genommen, so daß die Gesamtleistungsfähigkeit der Anlage bei 21 Brücken zwischen 1210 bis 1890 t in der Stunde schwanken wird.

[1]) Le Génie Civil vom 25. Dezember 1909, S. 148 und Taf. VIII.

Die Ausrüstung einer 263 m langen Kaistrecke im Hafen von Spezzia[1]) ist der vorigen ähnlich, nur befindet sich hier die vordere Laufschiene unmittelbar an der Kaikante, so daß das erste Gleis mit überspannt wird. Die Spannweite der vier dort aufgestellten Brücken beläuft sich daher auf 40,8 m. Diese Anordnung dürfte insofern vorzuziehen sein, weil bei ihr die Verbindung der drei Gleise durch Weichen von der Laufschiene der Brücke nicht behindert wird. Bezüglich der auf den Brücken verwendeten Kräne ist noch hervorzuheben, daß sie die von ihnen geförderte Masse selbsttätig wiegen.

Zu den mit Kränen ausgestatteten, fahrbaren Löschbrücken gehören auch die an den nordamerikanischen großen Seen gebräuchlichen Anlagen von großer Leistungsfähigkeit, bei denen der auf S. 481 beschriebene Hulettgreifer von 10 bis 15 t Fassungsvermögen verwendet wird. Ein Beispiel einer solchen Anlage für das Löschen von Erz in dem Hafen von Ashtabula (Ohio) am

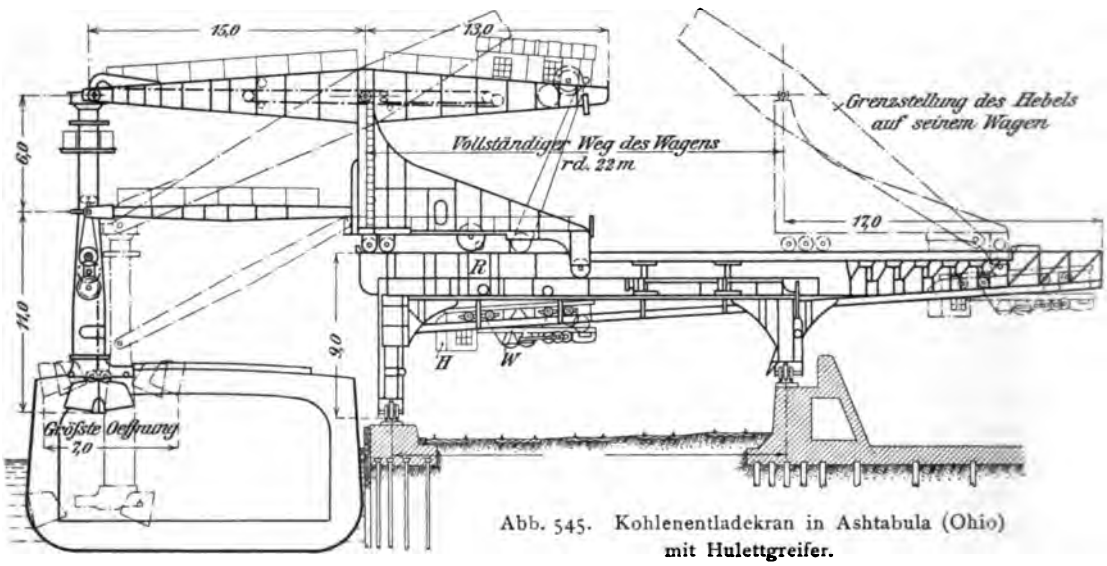


Abb. 545. Kohlenentladekran in Ashtabula (Ohio) mit Hulettgreifer.

Eriesee wird durch Abb. 545 wiedergegeben.[2]) Die Anlage besteht aus einer sehr kräftig gehaltenen, fahrbaren Brücke von 21 m Spannweite, die fünf Gleise überspannt und mit einem 17 m langen Kragarm noch über einen Lagerplatz reicht. Auf dieser Brücke fährt ein fahrbarer Kran mit einem als Wagenbalken ausgebildeten Ausleger, dessen Arme 15,0 bezw. 13,0 m lang sind. An dem Ausleger hängt, durch einen Gelenkbalken stets lotrecht geführt, an einer hohlen Gußsäule einer der oben beschriebenen Hulettgreifer, der, ganz geöffnet, 7,0 m weit spannt. Alle Bewegungen werden bei den älteren Ausführungen hydraulisch, bei den neueren elektrisch angetrieben. Der Führerstand für den Kran befindet sich in der hohlen Säule dicht über dem Greifer; die Säule ist ferner drehbar, so daß der Greifer von dem Führer in alle Ecken hineingelenkt werden kann. Der Vorgang beim Löschen des Erzes ist nun kurz folgender.

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 16. September 1911, S. 1546.

[2]) Le Génie Civil vom 8. März 1913, S. 363 und Taf. XXV.

Der Greifer taucht in das Schiff hinein, wobei die gestrichelt gezeichnete Stellung entsteht. Nach der Füllung des Greifers hebt sich der Ausleger während gleichzeitig der Kran so weit zurückfährt, daß die Entleerung des Greifers in einem zwischen den Trägern der Brücke gelagerten Füllrumpf *R* von 60 t Fassungsraum erfolgen kann. Von hier fällt das Erz in einen an den Untergurten der Brücke fahrenden Wagen *W* mit Führerhäuschen *H*, in dem es gewogen und unter entsprechender Einstellung des Wagens in die auf den Gleisen stehenden Eisenbahnwagen oder nach dem Lagerplatz abgelassen wird. Zur Bedienung einer Löschvorrichtung sind zwei Mann erforderlich; der eine in der Kransäule, der alle Bewegungen des Kranes und des Greifers von seinem Stand aus regelt, der andere in dem mit dem Wagen *W* verbundenen Häuschen *H*, der das Ablassen des Erzes aus dem Füllrumpf, das Verwiegen und Ausschütten leitet.

Ein Kranspiel vollzieht sich in wenig mehr als einer Minute, so daß die stündliche Leistung einer solchen Vorrichtung zu 400 bis 700 t angenommen werden kann. Zwei davon gestatten die Löschung eines Erzdampfers mit 12- bis 14 000 t Ladung ohne Schwierigkeiten an einem Tage. Voraussetzung für diese Leistung ist allerdings, daß Sonderschiffe mit abgerundeten Ecken in den Laderäumen von solcher Gestalt zur Verwendung gelangen, daß der größte Teil des Erzes, etwa 90 bis 95 vH., von den Greifern erfaßt werden kann. Solche Schiffe sind auf den amerikanischen Seen vorhanden; ihr Fehlen in Europa erklärt, daß Anlagen der beschriebenen Art dort noch nicht zur Ausführung gelangt sind.[1])

3. Mit Laufkatzen ausgestattete Entladevorrichtungen.

Bei den mit Greifern arbeitenden Kränen, ferner bei den mit Kränen versehenen Löschbrücken wird die gehobene Masse nicht in gerader Linie dem Bestimmungsort zugeführt, sondern auf einem Umwege, der durch das Schwenken des Kranes entsteht und Kraft sowie Zeit erfordert. Man ist daher bestrebt gewesen, die Löschanlagen in dieser Hinsicht noch zu verbessern. Einen Übergang dazu kennzeichnet die soeben beschriebene Einrichtung, da bei ihr kein Drehen des Kranes vorkommt. Die Aufgabe ist gelöst worden, indem man an Stelle der drehbaren Kräne an den Untergurten der Löschbrücken verkehrende Laufkatzen mit oder ohne Führerstand zur Anwendung brachte. Die in dieser Art hergestellten Anlagen unterscheiden sich durch die Bewegung der Laufkatze, ob sie ununterbrochen ihren Weg zurücklegt oder nicht, ob sie von einem Führer begleitet wird, der ihre Bewegungen regelt, oder ohne solchen von einem anderen Standpunkt aus gelenkt wird.

Eine Laufkatze mit Führerstand und ununterbrochener Bewegung besitzt z. B. die Löschbrücke der Anthrazitwerke von G. Schulze in Hamburg (Abb. 546).[2]) Die 40 m spannende Brücke ist, um den Seeschiffen die An- bezw. Abfahrt zu erleichtern, mit einem 22,46 m langen Ausleger versehen worden. Die mit dem Greifer ausgerüstete Laufwinde läuft zwischen den Untergurten der Brücke und besitzt einen angebauten Führerstand. Der Greifer

[1]) Vergl. Borchers, Stahl und Eisen vom 3. Juli 1913, S. 1089 u. f.

[2]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 20. April 1912, S. 619.

hat die gleichen Abmessungen wie bei der oben beschriebenen Flensburger Anlage. Der Weg der durch den Greifer gefaßten Kohlen kann bei dieser Anordnung ohne Unterbrechung aus dem Schiff bis zum Lagerplatz und auch umgekehrt vor sich gehen; ebenso leicht kann der Umschlag der Kohle von dem Seeschiff in Flußfahrzeuge oder Leichterschiffe vorgenommen werden. Das Wiegen der geförderten Massen erfolgt, indem die Laufwinde auf eine fahrbare Wage auffährt, die auf einem besonderen Gleise so verschoben werden kann, daß sie auf dem Wege der Laufkatze liegt. Die Leistungsfähigkeit der Anlage gleicht ebenfalls der beschriebenen Flensburger Anlage.

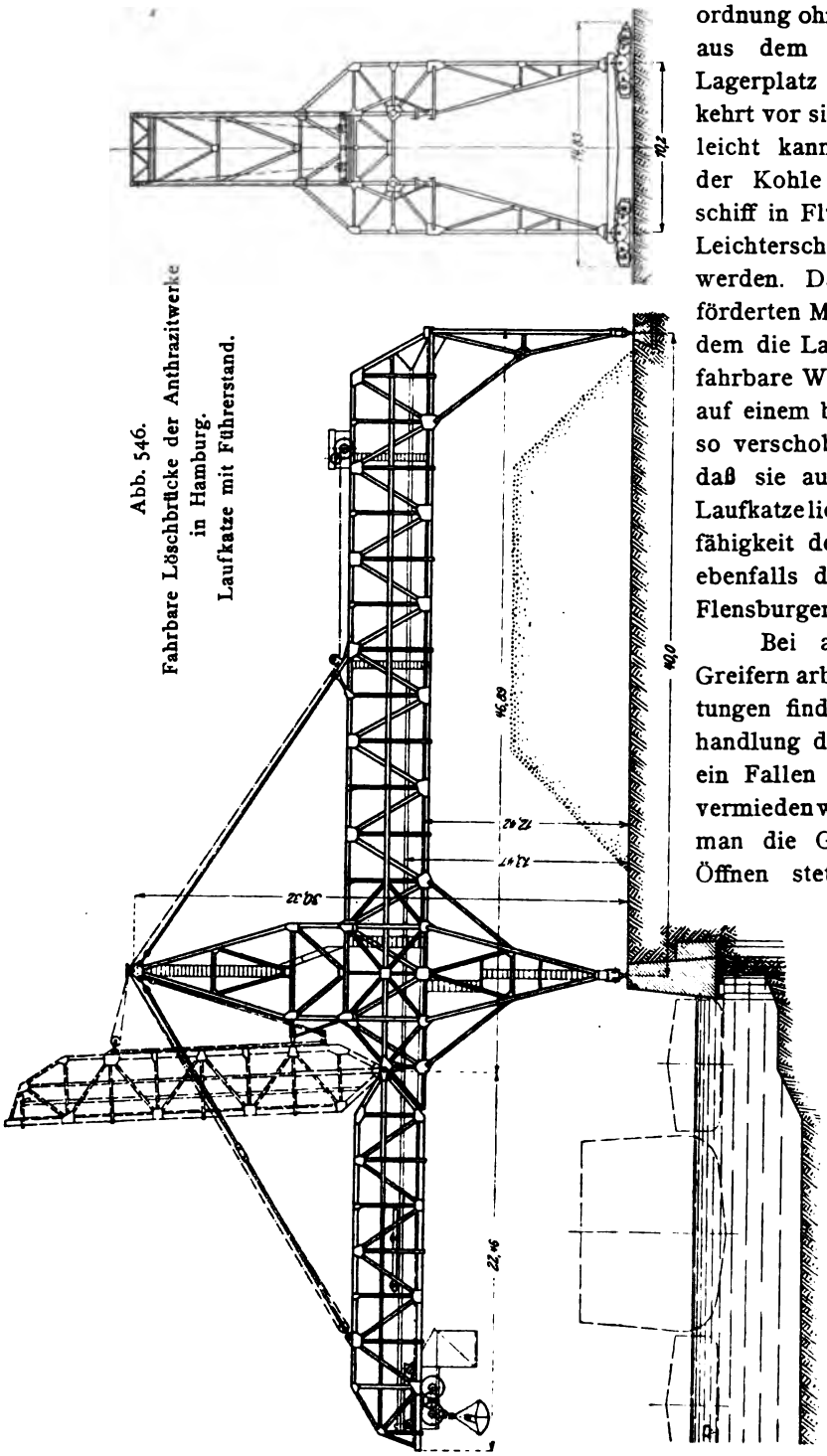


Abb. 546. Fahrbare Löschbrücke der Anthrazitwerke in Hamburg. Laufkatze mit Führerstand.

Bei allen diesen mit Greifern arbeitenden Vorrichtungen findet eine gute Behandlung der Kohle statt, da ein Fallen der Kohle ganz vermieden werden kann, wenn man die Greifer vor dem Öffnen stets bis auf den Lagerplatz hinabläßt.

Zwei ähnliche Brücken noch größerer Abmessungen mit annähernd gleich großen Greifern befinden sich im Hafen von Emden für den Umschlag von Massengütern aus den Seeschiffen auf Lager oder in Eisen-

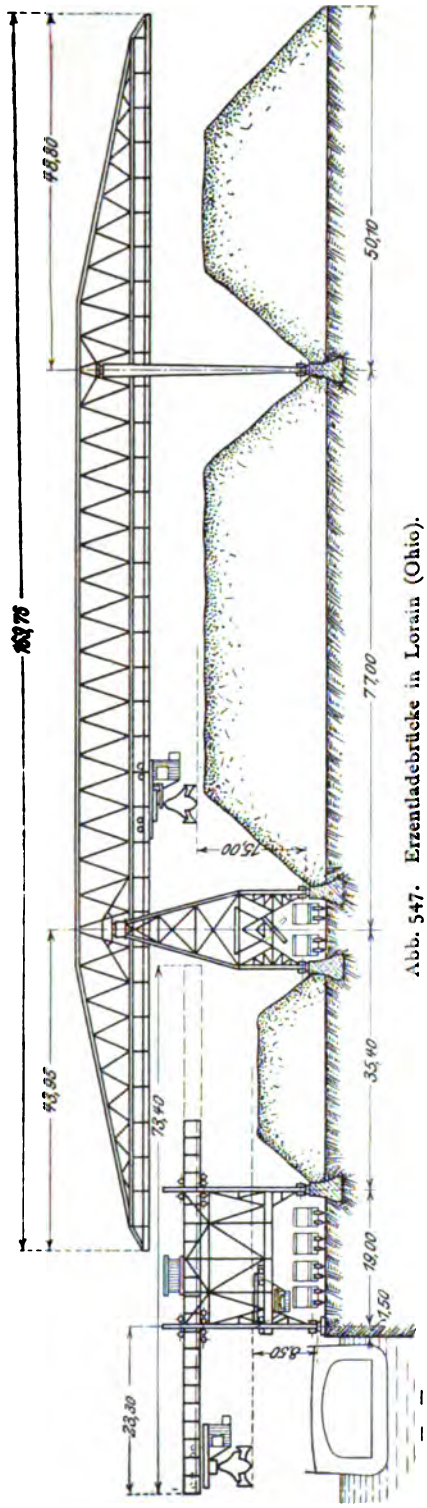


Abb. 547. Erzentladebrücke in Lorain (Ohio).

bahnwagen oder in Leichter.[1]) Die Leistungsfähigkeit jeder Brücke schwankt zwischen 60 und 90 t in der Stunde, je nach der Art des Fördergutes, der Anzahl der Arbeiter im Schiffsraum und den Einrichtungen des Schiffes selbst.

Bei den großen Erzentladestellen an den Seen in Nordamerika, wo neben sofortiger Abfuhr auf Eisenbahnwagen große Erzmengen auf Lager genommen werden müssen, um den Hochofenwerken über die etwa fünf

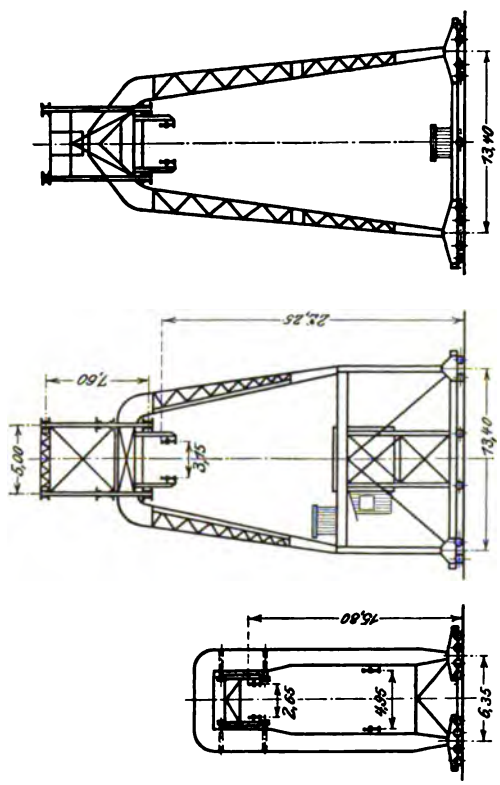


Abb. 548. Querschnitte der Ladebrücken auf Abb. 547.

Monate durch den Winter bedingte Schiffahrtsperre hinwegzuhelfen, hat man herausgefunden, daß man billiger arbeitet, wenn nicht alle Arbeiten nur einer großen Löschbrücke zugeteilt werden, sondern wenn man eine Trennung in der Weise vornimmt, daß kleinere Entladevorrichtungen am Ufer dazu dienen, die Erze aus den Schiffen zu heben

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 3. Februar 1906, S. 175.

und sie entweder unmittelbar in die Eisenbahnwagen oder auf einen kleinen Lagerplatz zu bringen, während eine besondere große Verladebrücke die Erze von dem kleinen Lagerplatz aufnimmt und nach dem Hauptlagerplatz zu längerem Aufenthalt und später wieder zurück in Eisenbahnwagen befördert. Eine derartige Anlage ist von der Baltimore and Ohio-Eisenbahn in Lorain (Ohio) errichtet worden.[1]) Ihre allgemeine Anordnung wird durch Abb. 547 u. 548 dargestellt. Zur Aufstellung gelangt sind drei Entladevorrichtungen am Ufer, die aus einer vier Gleise überspannenden, fahrbaren Brücke von 19,0 m Länge besteht und einen wagerecht verschieblichen Ausleger trägt zur Führung einer mit einem Greifer von 7,5 t Tragfähigkeit versehenen Laufkatze nebst angebautem Führerhaus. Die Entleerung des Greifers erfolgt in einen fahrbaren Schüttrumpf und von diesem in die Eisenbahnwagen oder nach einem hinter den Gleisen liegenden Lagerplatz. Durch die Verschieblichkeit des Auslegers kann der Raum über der Wasserfläche für die Bewegungen der Schiffe völlig freigemacht werden. Jede der drei Brücken vermag stündlich 300 bis 350 t Erz zu löschen, als Höchstleistungen sind 500 bis 550 t erzielt worden. Der linke von den drei Querschnitten erläutert den Aufbau dieser Entladebrücken. Bemerkenswert ist ferner noch, daß der Greifer an der Laufkatze drehbar gelagert ist und somit leicht in die Ecken der Laderäume gelenkt werden kann, so daß für Handarbeit wenig übrig bleibt. Die Fahrgeschwindigkeiten betragen für die Laufkatze 3,3 bis 4,2 m/Sek. und für die Brücken bei voller Last 0,42 bis 0,55 m/Sek. Der Greifer kann 3,3 cbm Erz fassen und wiegt mit 7,5 t Ladung 13,2 t. Seine Hubgeschwindigkeit beläuft sich auf 1,1 m/Sek. Die große Verladebrücke besitzt 77 m Stützweite und erreicht mit ihren Auslegern eine Länge von 169,75 m. Sie wird von einer Haupt- und einer Pendelstütze getragen. Der auf ihr verkehrende Greifer kann 10 t Last fördern und stündlich 600 bis 650 t Erz befördern. Die Fahrgeschwindigkeit der Katze ist auf 5,5 m/Sek. bemessen, die der ganzen Brücke auf 0,33 bis 0,43 m/Sek. Der zugehörige Greifer nimmt 4,3 cbm Erz, entsprechend einem Gewicht von 10 t auf. Bezüglich weiterer Einzelheiten sei auf die angegebene Quelle verwiesen.

Die Verteilung der Laufkatzenwege auf mehrere Brücken kommt ferner bei der gewaltigen Anlage zum Ausdruck, die in Duluth (Minnesota) am Lake Superior von der Pittsburgh Coal Dock and Wharf Co. errichtet wurde.[2]) Sie dient zum Entladen, Lagern und Weiterverladen der von den Erzdampfern als Rückfracht herangebrachten Kohle und besteht, wie Abb. 549 zeigt, aus sieben fahrbaren Brücken von je 73,55 m Spannweite und drei Laufkatzen mit Greifern. Von den Brücken können nach Bedarf je zwei gekuppelt werden, so daß sie zwei Drittel des Lagerplatzes bestreichen. Für das letzte Drittel ist eine Brücke bestimmt, die mit den Paaren der vorgenannten Brücken verbunden werden kann. Der Greifer faßt 6,5 cbm, entsprechend 15,5 t Last. Die Fahrgeschwindigkeiten betragen für die Brücken 0,33 m und für die Laufkatzen 6,67 m, die Hubgeschwindigkeit des Greifers ist auf 1,25 m in der

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 26. April 1913, S. 648 u. f.

[2]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 26. April 1913, S. 652 u. f.

Sekunde bemessen worden. Die ganze Länge der Laufkatzenbahnen erreicht, wenn drei Brücken hintereinanderstehen, 258,4 m.

Mit der Anlage können, wenn alle drei Laufkatzen gleichzeitig arbeiten und die Förderung bis zur Mitte der ersten Brücke ausgedehnt wird, Dampfer mit 10 000 t Ladung in 10 Stunden entleert werden. Die Aufnahmefähigkeit des ganzen Lagerplatzes erreicht 1 000 000 t Kohle.

Es scheint, als ob bei den neueren Anlagen die Begleitung der Laufkatze durch den Führer bevorzugt wird, während anfangs das Bestreben danach gerichtet war, alle Bewegungen der Brücken und Laufkatzen von einem Punkte aus zu leiten. Es ist leicht zu erkennen, daß damit große Vorteile verbunden sind, weil der Laufkatzenführer selbst jederzeit sich an dem Ort befindet, wo irgendwelche Bewegungen oder Hebungen vorzunehmen sind; er kann so am besten sorgen, daß alles frei geht und Zeitverluste vermieden werden. Nichtsdestoweniger verdienen auch heute noch diejenigen Anlagen Beachtung, bei denen alle Bewegungen von einem Punkte aus geregelt werden, weil dann die Laufkatze und damit auch die Brücken erheblich leichter gehalten sowie die Kosten der Anlagen herabgemindert werden können.

Beispiele für derartige Anlagen, bei denen eine ununterbrochene

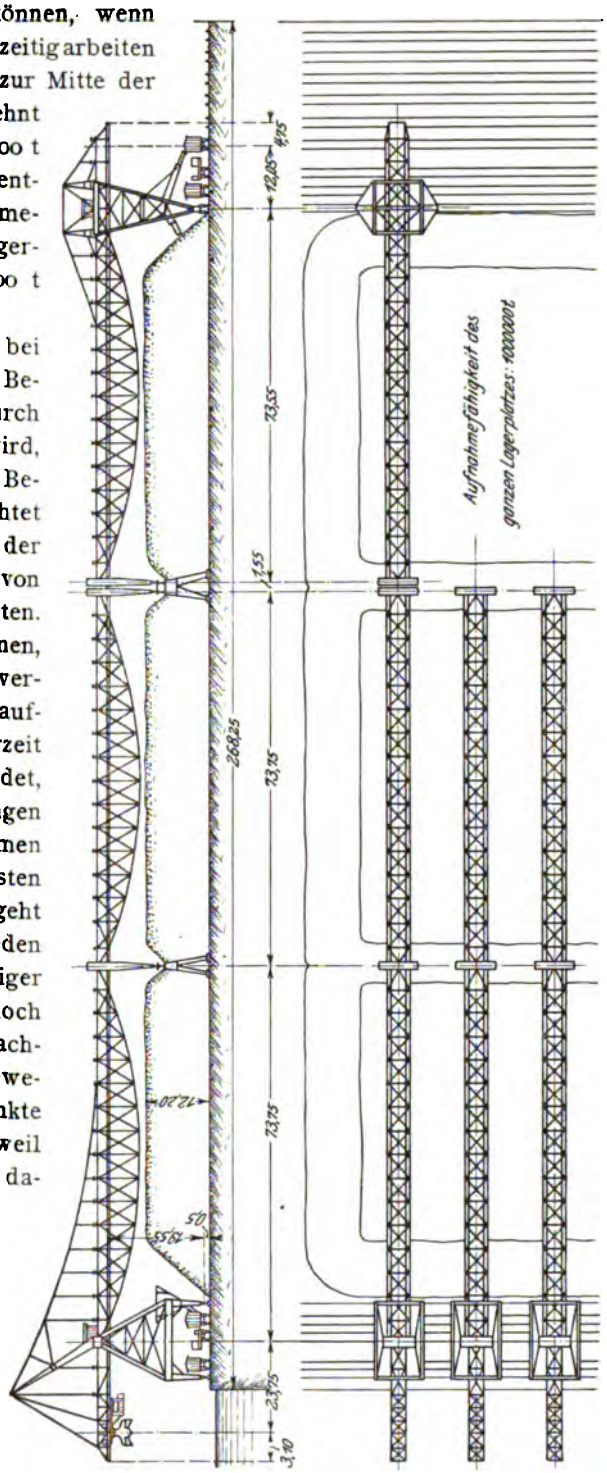


Abb. 549. Kohlenentladebrücken in Duluth (Minnesota).

Förderung stattfindet, bilden die besonders in Amerika verbreiteten Löschbrücken von Brown. Bei diesen Anlagen erfolgt die Bewegung der einen Förderkübel oder einen Greifer von 1,0 bis 1,5 t Ladevermögen tragenden Laufkatze durch ein auf der Laufbahn angebrachtes endloses Seil, das von der Hauptmaschinenstelle, wo sich auch der Führer befindet, in Umlauf gesetzt wird. Von dieser Stelle aus wird ferner das Heben und Senken der Fördergefäße sowie das Öffnen und Schließen durch Seilübertragung geregelt. Häufig ist in das die Laufkatze bewegende Seil noch ein auf besonderem Gleis fahrendes Gegengewicht eingefügt, das in den Fällen, wo von der Laufkatze lange Ausleger befahren werden, einen Gewichtsausgleich herbeiführt.

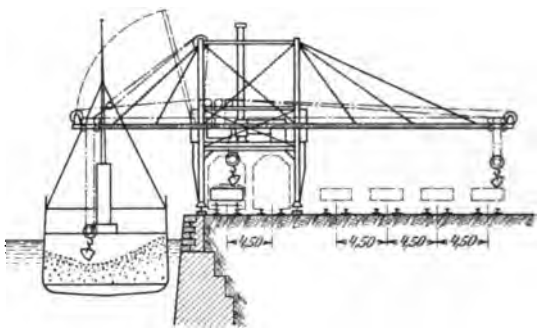


Abb. 550. Brownsche Löschbrücke für den Umschlag zwischen Schiff und Eisenbahn.

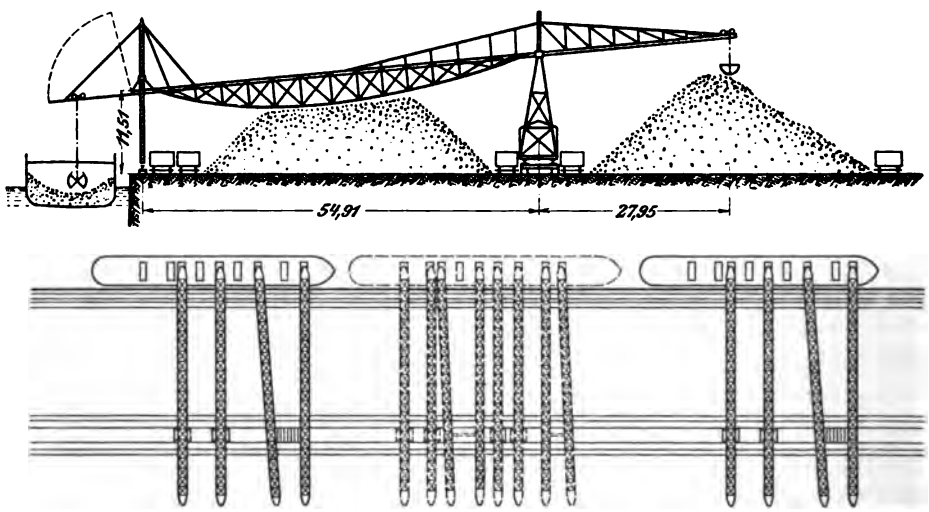


Abb. 551. Brownsche Löschbrücke für den Umschlag vom Schiff auf den Lagerplatz bezw. auf Eisenbahnwagen.

Eine Anlage dieser Art zum Löschen von Kohle und Umladen in Eisenbahnwagen stellt Abb. 550 dar.[1]) Sie besteht aus einem portalartig zwei Eisenbahngleise überspannenden, fahrbaren Eisengerüst, an dem die wagerechte Laufbahn in Gestalt zweier Ausleger angebracht ist, von denen der nach der Wasserseite zu aufgeklappt werden kann. Der landseitige Ausleger ist so lang, daß er noch vier Gleise bedienen kann. Von der Anlage, die mit Förderkübeln arbeitet, können mithin sechs Gleise versorgt werden; alle Bewegungen der Laufkatze werden von einem Mann in dem auf dem Portal angeordneten

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1899, S. 1360.

Maschinen- und Führerstand aus geleitet. Die Leistungsfähigkeit einer solchen Brücke kann etwa zu 50 t stündlich angenommen werden.

Mit dieser Anlage besitzt die in Fleetwood für die Bekohlung der Fischdampfer hergestellte Verladebrücke große Ähnlichkeit (vergl. Abb. 383, S. 316).

Bei einer anderen, größeren Ausführung der Brownschen Löschbrücken ist die Fahrbühne unter 1 : 10 geneigt angelegt, die Spannweite der Hauptöffnung zu 54,91 m, die Länge des landseitigen Auslegers zu 27,95 m und die des wasserseitigen, aufklappbaren, zu 15 m gewählt worden (Abb. 551). In dem von der Brücke überspannten Raum sind, wie die Abbildung erkennen läßt, vier Gleise mit einbezogen worden, so daß sowohl in Eisenbahnwagen als auch nach dem Lagerplatz und zurück gelöscht werden kann. Die Lagerung der Brücke auf den fahrbaren Stützen ist durch Kugel- und Rollenlager so eingerichtet, daß die Brücken auch geringere Schrägstellungen einnehmen können.

Von diesen Entladebrücken werden in Cleveland (Ohio) über 50 Stück zum Entladen von Erz benutzt; bisweilen werden, wie der Grundriß zeigt, bis zu acht Brücken zur Löschung eines Dampfers zusammengefahren.

Eine besondere Ausbildung für geneigte Laufbahnen hat der Temperley-Verlader erfahren[1]); bei demselben werden alle Bewegungen der Laufkatze, das Heben und Senken der Förderkübel sowie ihre Entleerung durch ein an ihr befestigtes Zugseil bewirkt. Die Einrichtung ist hingegen reichlich verwickelt, so daß Störungen im Betriebe nicht selten sind. Der Raum verbietet es, an dieser Stelle eine ausführliche Beschreibung seiner Einrichtung zu geben. Er hat wegen der Einfachheit seiner Bedienung und der Billigkeit der mit ihm ausgerüsteten Anlagen eine ziemliche Verbreitung erfahren und findet besonders beim Umschlag von Schiff zu Schiff Verwendung, wie weiter unten noch erwähnt werden wird.

Bei allen bisher beschriebenen Entladevorrichtungen war die Förderung der Last vom Anheben aus dem Schiff bis zum Hinablassen nach dem Lager oder den Eisenbahnwagen eine ununterbrochene. Es gibt nun auch Einrichtungen, bei denen der geschilderte Weg unterbrochen wird, indem die Laufkatze mit dem Förderkübel oder Greifer nur benutzt wird, um die Masse zu heben und in einen Füllrumpf zu schütten, von dem aus sie durch andere Fördermittel, Wagen oder Förderbänder, weiterbewegt wird.

Als Beispiel einer derartigen Anlage sei hier eine der Entladebrücken von Hunt vorgeführt, wie sie bei dem Eisenwerk in Kratzwiek bei Stettin zum Löschen der mit Seedampfern angebrachten Erze und Kohlen verwendet wird.[2]) Die allgemeine Anordnung der Anlage gibt Abb. 552 wieder; sie besteht aus einem am Ufer fahrenden Entladeturm, der auf einer geneigten Laufbahn die Laufkatze mit daranhängendem Kübel oder Greifer trägt. Der Förderturm bildet gleichzeitig das Auflager für eine 68,0 m lange Förderbrücke, deren anderes Auflager auf einen 7,0 m hohen Laufgerüst fährt. Die Neigung der Brücke beträgt 2 bis 3 vH., um selbsttätiges Ablaufen der Förderwagen

[1]) Dinglers polytechnisches Journal 1907, S. 562.

[2]) Dinglers polytechnisches Journal 1908, S. 770.

zu erreichen. Die Maschinen und Winden stehen im unteren Teile des Förderturmes.

Der Entladevorgang ist bei Anwendung von Förderkübeln folgender. Der an nur einem Seil hängende Kübel wird nach seiner Füllung im Schiffsraum durch die Hauptwinde angehoben; sowie er gegen die Laufkatze stößt, hört die Hebung auf, und die Katze setzt sich auf der geneigten Bahn in Bewegung. Erreicht diese ihre höchste Stellung, so stößt der Kübel gegen einen Anschlag, wird entriegelt und entleert sich in einen Füllrumpf *F*. Nach der Entleerung richtet sich der Kübel von selbst wieder auf, da in leerem Zustande der Schwerpunkt unter der Aufhängung liegt. Wird das Seil nachgelassen, so rollt die Katze wieder hinab bis zu einem Anschlage; sowie sie stillsteht, sinkt der Kübel ins Schiff hinunter, und der Vorgang kann von neuem beginnen. Wesentlich ist bei dieser Anordnung die Neigung der Laufkatzenfahrbahn. Sie muß so gewählt sein, daß, solange der Kübel noch nicht die Hubbegrenzung erreicht hat, die Mittelkraft aus der Last und dem Zuge nicht in die Richtung der Fahrbahn fällt. Theoretisch entspricht dieser Forderung

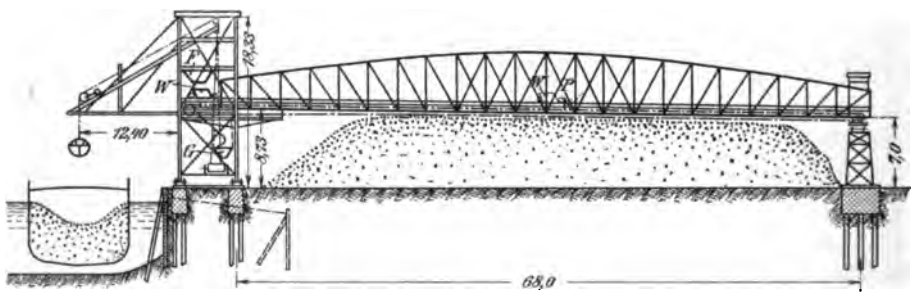


Abb. 552. Huntsche Löschbrücke in Kratzwiek bei Stettin.

eine parabolisch gekrümmte Bahn, über deren Brennpunkt das Zugseil geleitet wird, dann ist die Mittelkraft aus Last und Zug stets senkrecht zur Bahn gerichtet, kann mithin keine Fortbewegung erzeugen. Die ersten Ausführungen zeigten auch parabolisch gekrümmte Laufbahnen; bei den neueren sind sie meist gerade und unter 30° geneigt, wenn die Last an einer losen Rolle, und unter 45° geneigt, wenn sie an einem einfachen Seil hängt. Wird an Stelle von Förderkübeln ein Greifer verwendet, so muß ein zweites Seil zum Öffnen und Schließen desselben hinzugefügt werden. Aus dem Füllrumpf gelangt die Kohle oder das Erz durch Öffnen eines Schiebers in Förderwagen und wird selbsttätig gewogen. Die mit Seitenklappen und einem dachförmigen Boden versehenen Förderwagen erhalten einen Anstoß und rollen die geneigte Brücke entlang, bis sie gegen einen an einer gewollten Stelle eingestellten Entladefrosch stoßen, der ihre Seitenwände entriegelt, so daß der Inhalt hinausstürzt.

Während des letzten Teils seines Laufes stößt der Wagen gegen einen beweglichen Prellbock *P*, der an einem über die ganze Brücke laufenden endlosen Seil befestigt ist, und nimmt ihn mit. Dabei wird gleichzeitig ein mit dem Seil verbundenes, im Förderturm aufgehängtes Gegengewicht *G* gehoben. Sowie der Wagen sich entleert hat, erlangt dieses das Übergewicht, fällt in seine Ruhelage zurück und gibt mittels des Prellbocks dem Wagen einen

Stoß, der ihn wieder nach dem Förderturm zurücktreibt. Zur Bedienung der ganzen Anlage sind, wie aus dem ganzen Vorgang leicht erkannt wird, zwei Mann erforderlich, einer im Maschinen- und Windenraum zur Handhabung der Steuerungshebel und ein zweiter oben im Förderturm zum Füllen der Wagen, Beaufsichtigen des Wiegens und zur Regelung der An- und Abfahrt der Förderwagen.

An Stelle der kostspieligen Brücken aus Eisenfachwerk können endlich die Laufbahnen für führerlose Laufkatzen auch als Drahtseilbahnen ausgebildet werden. Nach der durch Abb. 553 dargestellten Anordnung von Bleichert-Leipzig wird am Ufer eine fahrbare, mit Auslegern versehene Stütze und hinter dem Lagerplatz eine zweite aufgestellt. Zwischen beiden werden das Tragseil, die zur Bewegung und zum Entleeren bezw. Öffnen und Schließen bei Anwendung von Greifern erforderlichen Seile angebracht. Wie die Abbildung zeigt, können auch Eisenbahngleise und zu deren Füllung gebrauchte Sammelrümpfe nebst Schüttrichtern in den Wirkungsbereich der Drahtseilbahn mit einbezogen werden. Die zweifellos geringen Anschaffungskosten werden auch einer derartigen Ausführung in geeigneten Fällen zur Anwendung verhelfen.

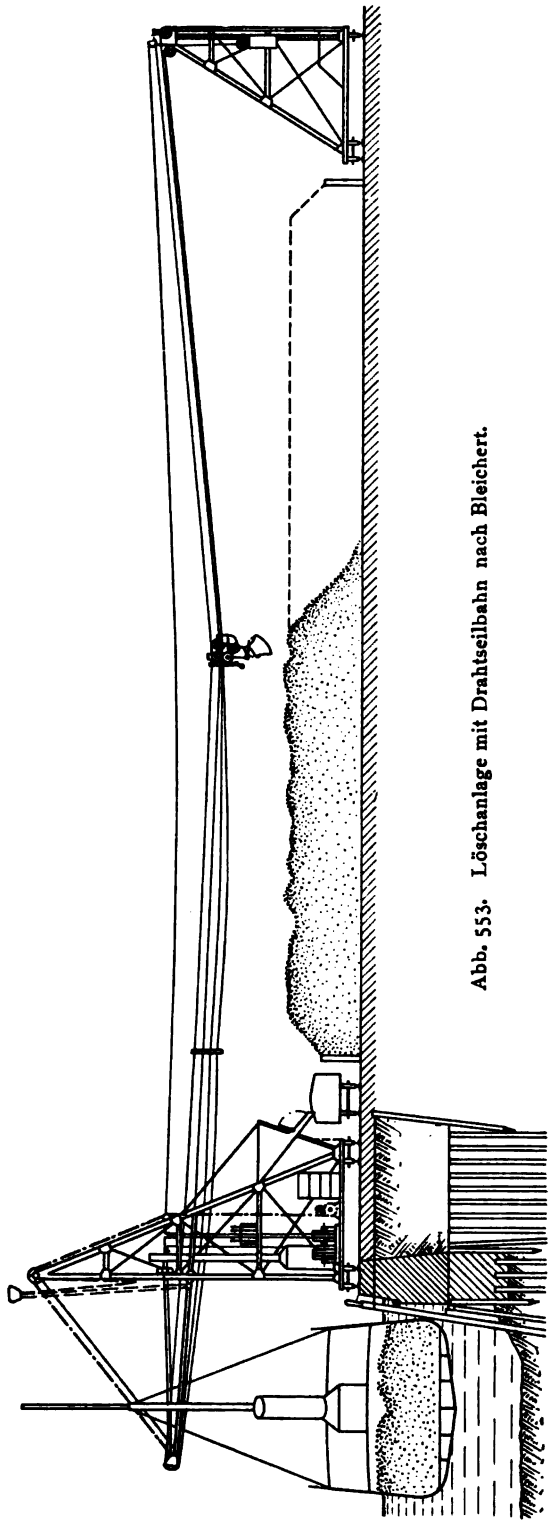


Abb. 553. Löschanlage mit Drahtseilbahn nach Bleichert.

C. Umladevorrichtungen von Schiff zu Schiff.

Der Umschlag von Massengütern von Schiff zu Schiff findet zu zweierlei Zwecken statt, einmal, wenn Seeschiffe, auf der Wasserfläche an Dalben oder Ankerbojen festgemacht liegend, ihre Ladung an Flußschiffe oder Leichter abgeben oder aus ihnen aufnehmen und zweitens, um die Seeschiffe mit den für die nächste Reise erforderlichen Kohlen zu versehen. Man kann eine Trennung in der Behandlung der in Betracht kommenden Einrichtungen nach diesen Gesichtspunkten vornehmen, doch läßt sich diese nicht streng durchführen, da manche der Einrichtungen sowohl für den einen, als auch für den anderen Zweck gebraucht werden können. Da sie für den Umschlag von Schiffen vorwiegend auf besonderen Fahrzeugen errichtet sind, so bedingen sie nur selten besondere hafenbauliche Maßnahmen. Es genügt daher für den Zweck dieses Werkes, wenn ein kurzer Überblick über die in Betracht kommenden Vorrichtungen gegeben wird.

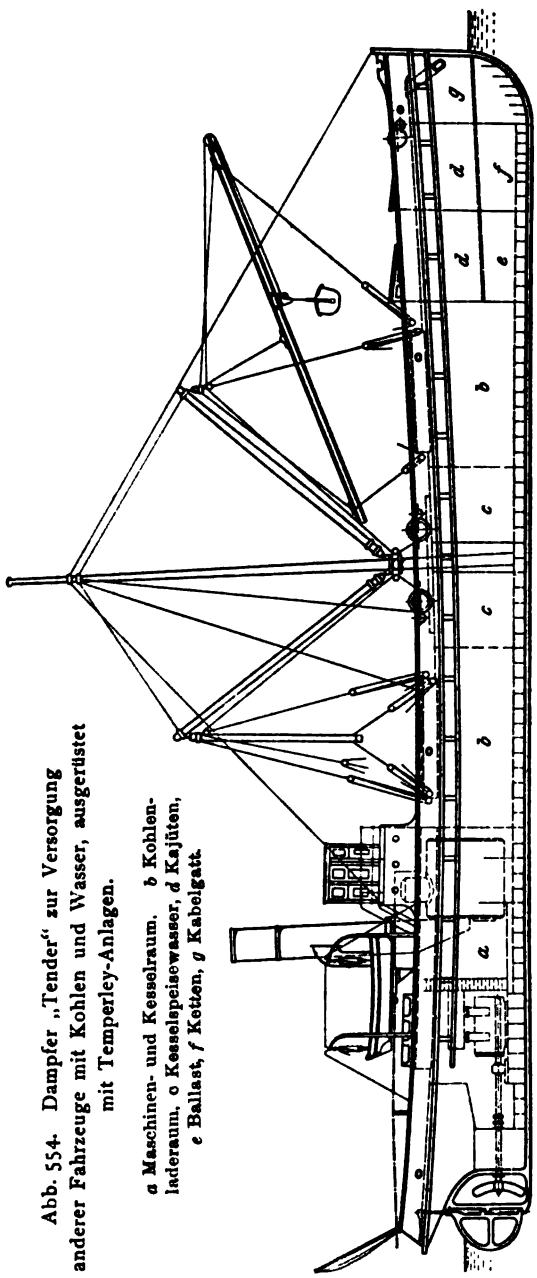


Abb. 554. Dampfer „Tender" zur Versorgung anderer Fahrzeuge mit Kohlen und Wasser, ausgerüstet mit Temperley-Anlagen.

a Maschinen- und Kesselraum. b Kohlenladeraum, c Kesselspeisewasser, d Kajüten, e Ballast, f Ketten, g Kabelgatt.

1. *Umschlag unter Benutzung an Bord der Seeschiffe befindlicher Einrichtungen.*

Am einfachsten kann der Umschlag aus den Seeschiffen mit den an Bord befindlichen Einrichtungen bewirkt werden, wie es heute noch in großem Umfange geschieht und bei Stückgütern die Regel bildet. Zur Verwendung gelangen dabei die Schiffswinden und die Ladebäume, indem von den ersteren ein Drahtseil über eine am oberen Ende des Ladebaumes angebrachte Rolle geführt wird. Naturgemäß ist die Leistungsfähigkeit dieses Verfahrens eine begrenzte, so daß man sich für den Um-

schlag von Massengütern in neuerer Zeit nach schneller und billiger arbeitenden Vorrichtungen umsah.

Eine wesentliche Verbesserung des geschilderten althergebrachten Verfahrens läßt sich erreichen, wenn an den Ladebäumen eine aus einem Eisenträger bestehende Laufbahn angebracht wird, an der eine Temperley-Laufkatze (vergl. S. 491) mit Hilfe von Schiffswinden bewegt wird. Schiffe, bei denen derartige Laufbalken zur ständigen Einrichtung gehören, sind von Hafenbauverwaltungen benutzt worden, um die auf verschiedenen Arbeitsstellen verteilt liegenden Bagger, Dampfprähme usw. mit Kohlen zu versehen. Als Beispiel eines solchen Fahrzeuges sei hier durch Abb. 554 der zum Wasserbauamt Emden gehörige „Tender" dargestellt.[1]) Der 42 m lange, 8,5 m breite und 2,4 m tief gehende Dampfer hat einen geteilten, offenen Laderaum für 200 t Kohlen und Behälter für 140 t Wasser, um auch die Trinkwasserversorgung zu übernehmen. Zur Kohlenentladung besitzt er zwei Temperley-Anlagen mit einer stündlichen Leistungsfähigkeit von 16 t.

In neuerer Zeit sind ferner Schiffe mit trichterförmigen Laderäumen versehen worden, unter denen auf dem Schiffsboden in der ganzen Länge ein Förderband entlangführt, das die aus den Trichtern gleitende Kohle aufnimmt, sie Becherwerken zum Heben zuführt, die nach Schüttrinnen abwerfen, so daß die Kohle aus diesen entweder in Binnenfahrzeuge oder die zu bekohlenden Schiffe rutscht.[2])

2. Umschlag von Schiff zu Schiff unter Benutzung von Landungsbrücken.

Zu diesem Zweck werden auf schmalen Landungsbrücken fahrbare Verladeeinrichtungen der im vorigen Abschnitt behandelten Art aufgestellt; am besten eignen sich hierzu die mit Laufkatzen und Selbstgreifern versehenen Anlagen. Die Schiffe liegen längsseitig der Brücke, und es können, wie Abb. 555 zeigt, Binnenfahrzeuge sowohl neben dem Seeschiff als auch an der gegenüberliegenden Seite bedient werden. Die dargestellte Anlage ist in Purfleet an der Themse[3]) ausgeführt worden; eine ähnliche befindet sich auch zu Dagenham an dem gleichen Flusse. Nebenbei kann, wenn die Landungsbrücke mit Gleisen versehen wird, auch noch ein Überladen auf Eisenbahnwagen erfolgen. Um den Seeschiffen das Anlegen zu erleichtern, werden die Verladebrücken zweckmäßig mit aufklappbaren oder wagerecht verschieblichen Auslegern versehen.

Für den gleichen Umschlagzweck können auch einige der beschriebenen Massengutentladeeinrichtungen in Frage kommen, soweit ihre Ausleger genügend lang sind, um über das Seeschiff hinweg noch das Binnenfahrzeug zu bestreichen.

3. Umschlag mit schwimmenden Vorrichtungen auf besonderen Fahrzeugen.

Unter diese Vorrichtungen gehören in erster Linie die Schwimmkräne, von denen eine der häufig gebrauchten Formen durch Abb. 494a, S. 435 dar-

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 13. August 1910, S. 1360.

[2]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 15. Februar 1913, S. 258. — Le Génie civil vom 18. Dezember 1909, S. 121.

[3]) The Engineer vom 20. Juli 1909, S. 70. — Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 4, S. 150.

gestellt wurde Sie legen sich zwischen die beiden Schiffe, die sie bedienen sollen und können den Umschlag nach jeder Richtung vollziehen, indem sie entweder mit Förderkübeln oder mit Greifern ausgestattet werden. Die dann entstehende Anordnung zeigt Abb. 556.[1])

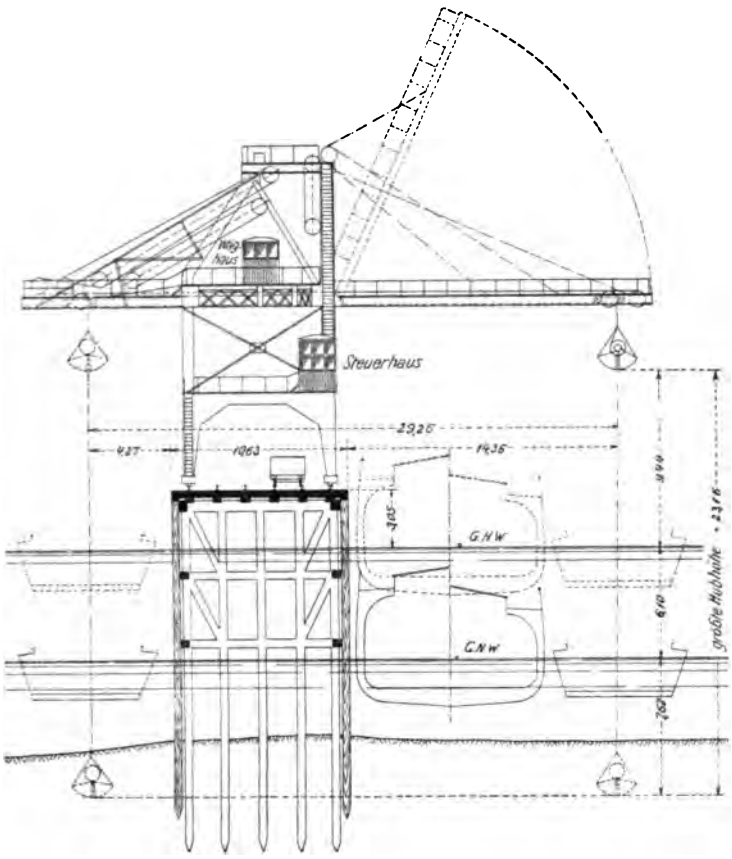


Abb. 555. Landungssteg mit Verladebrücke in Purfleet an der Themse.

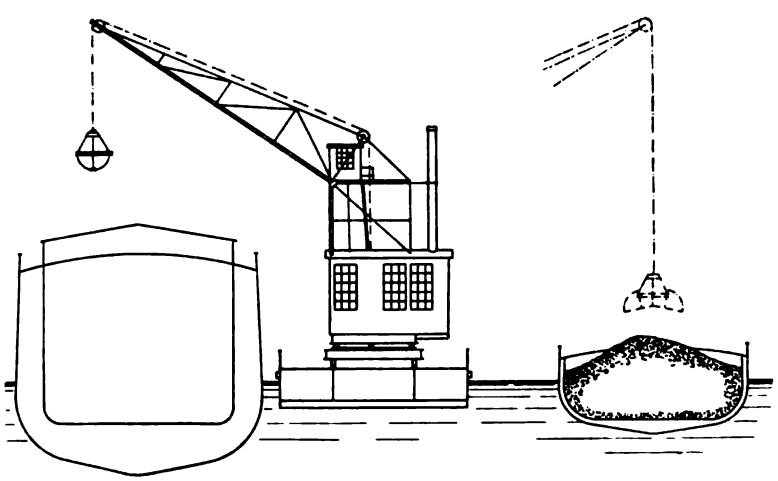


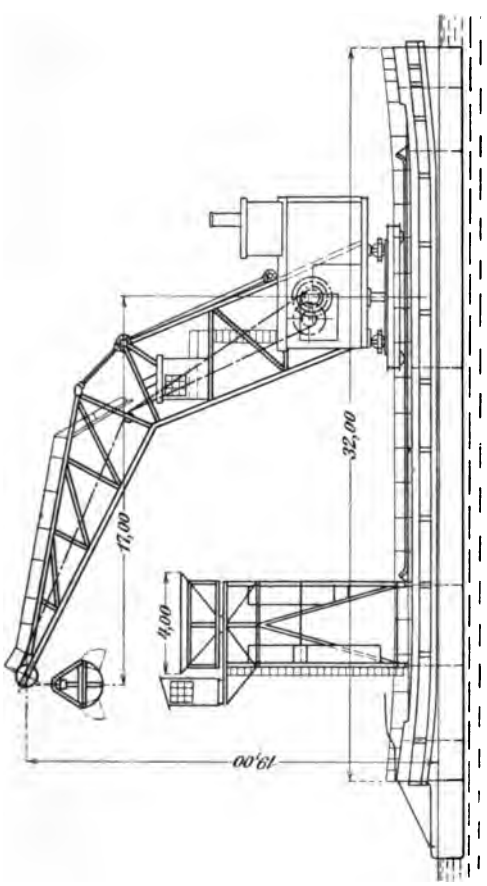
Abb. 556. Umschlag von Schiff zu Schiff mit Schwimmkran.

Eine Verbesserung und regelmäßigere Gestaltung der Massengutförderung kann bei Verwendung von Schwimmkränen erreicht werden, wenn der Umschlag durch Vermittlung eines Füllrumpfes mit angeschlossenem Trichter und Schüttrinnen vorgenommen wird. Einen so ausgerüsteten Schwimmkran zeigt Abb. 557 nach einer von Bleichert bewirkten Ausführung.[2]) Der Trichter befindet sich auf einem Eisenfachwerkgerüst und besitzt zwei verschieden hohe Schüttrinnen. Auch kann er mit Hilfe eines auf dem Deck des Pontons liegenden Gleises querschiffs verfahren werden.

[1]) C. Michenfelder, Kran- und Transportanlagen, S. 449.

[2]) Le Génie civil vom 11. November 1911, S. 30 u. 31.

Die Unbequemlichkeiten, die bei der Benutzung von Schwimmkränen durch Schiffsaufbauten entstehen, haben dazu geführt, auf den Pontons anstatt der Kräne besondere Gerüste zu errichten und diese mit Laufbrücken nach Art der Entladebrücken auszustatten. Zur Anwendung gelangen können hierbei die verschiedensten Systeme. Als Beispiel einer solchen Einrichtung möge hier ein von Bleichert ausgeführtes Umladeschiff dargestellt werden.[1]) Wie Abb. 558 zeigt, sind die auskragenden Teile der Laufbahn aufklappbar ein-



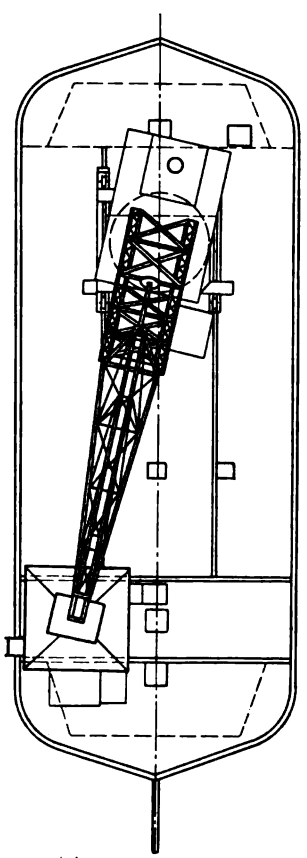


Abb. 557. Schwimmkran mit Füllrumpf und Schütttrichter, Bauart Bleichert.

gerichtet; derjenige für die Seeschiffe ist entsprechend länger gehalten als der für die Binnenschiffe.

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 15. Februar 1913, Abb. 33.

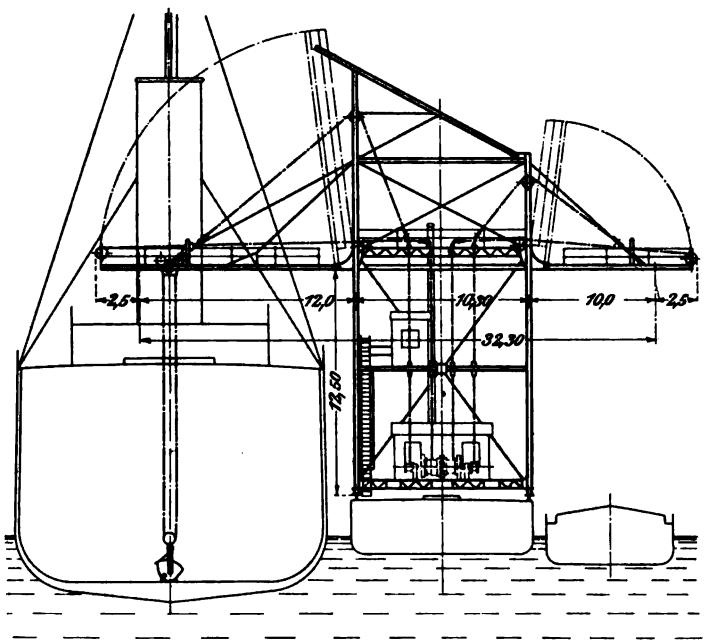


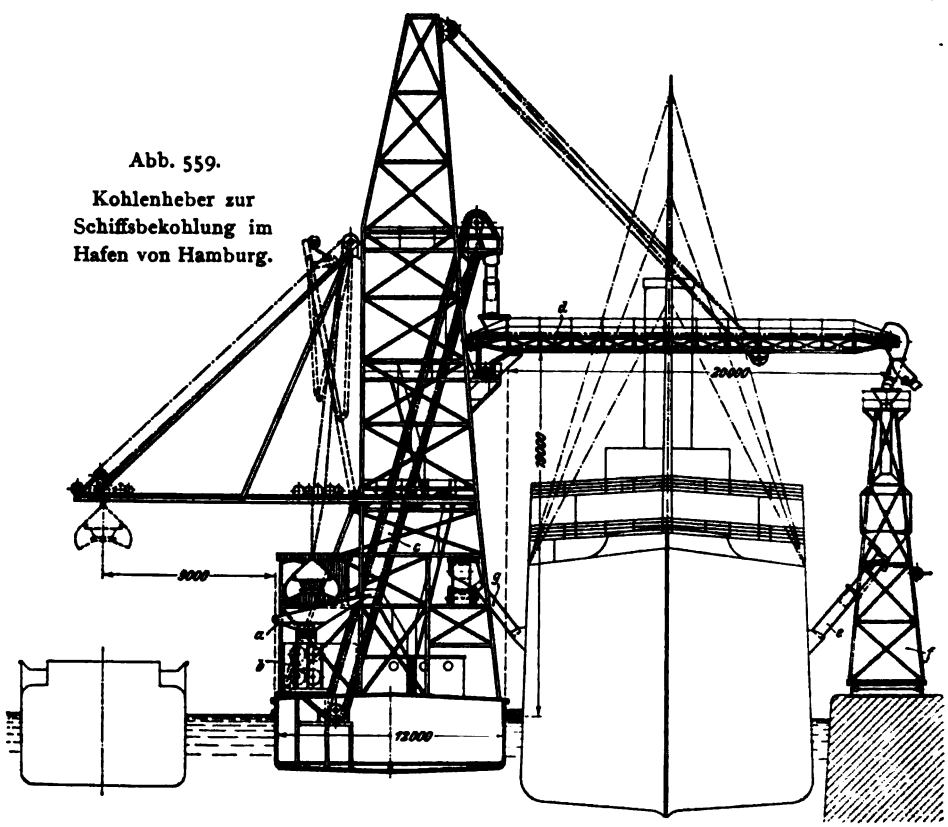
Abb. 558. Umladeschiff mit Laufbrücke und Laufkatze, Bauart Bleichert.

Diese Einrichtungen sind vornehmlich für den Güterumschlag geeignet, sie können aber auch für die Bekohlung der Schiffe benutzt werden. In größeren Häfen hat es sich jedoch als zweckmäßiger herausgestellt, für diesen Zweck besondere schwimmende Bekohlungseinrichtungen herzustellen, die in Hamburg den Namen „Kohlenheber" führen. Von diesen gibt Abb. 559 eine gute Vorstellung.[1]) Das auf dem Ponton errichtete, hohe Eisen-

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 15. Februar 1913, Abb. 33.

Abb. 559.

Kohlenheber zur Schiffsbekohlung im Hafen von Hamburg.



gerüst besitzt au der Wasserseite eine aufklappbare Laufbahn für einen Greifer, der die Kohle aus einem danebenliegenden Schiffe heraushebt. Durch den Greifer wird sie zunächst in einen Aufgabetrichter *a* abgegeben, um durch ein Brechwerk *b* in den Kopf eines Hebewerks *c* zu fallen, von dem sie mit Hilfe des Förderbandes *d* über das Schiff hinweg bewegt und in den Füllrumpf eines am Ufer fahrenden Gerüstes *f* aufgeworfen wird. Von hier gleitet sie durch ein Rohr *e* in die Bunker des Schiffes. Auf der Wasserseite geschieht das Gleiche mit dem Rohr *g*. Mit dieser Vorrichtung kann daher das Schiff gleichzeitig von beiden Seiten versorgt werden. Die Leistungsfähigkeit ist bei den in Hamburg verwendeten Kohlenhebern bis auf 150 t stündlich gesteigert worden. Der hohe Anschaffungspreis hat sich durch die Ersparnis an Löhnen gegenüber den älteren Verfahren in wenigen Jahren bezahlt gemacht.

VII. Getreide-Verladeeinrichtungen.

Über die allgemeine Anordnung von Getreide-Förderanlagen sind schon bei der Behandlung der Speicher auf S. 360 bis 389 ausführliche Mitteilungen gemacht worden. Es bleibt daher an dieser Stelle nur noch übrig, auf die Elemente der dort beschriebenen Anlagen einzugehen, von denen an jener Stelle stillschweigend Gebrauch gemacht wurde.

1. Elemente der Getreideförderung.

Die Förderung des Getreides auf maschinellem Wege erfolgt in zwei Hauptrichtungen, entweder hebend oder fallend in lotrechter Richtung oder fortbewegend in wagerechtem Sinne oder endlich auf geneigtem Wege hebend oder fallend und fortbewegend zugleich.

Zur Hebung des Getreides kommen zunächst Förderkübel oder Greifer in Frage, die von einem Hebezeug aus gehandhabt werden; die Bewegung ist dann eine unterbrochene. Bei der Einfachheit der hierzu erforderlichen Einrichtungen ist es nicht nötig, näher darauf einzugehen. Sie besitzen den Vorzug, daß sie an jeder beliebigen Stelle, wo keine sonstigen Einrichtungen vorhanden sind, zur Anwendung gelangen können.

Für die ununterbrochene Getreideförderung in lotrechtem Sinne werden Becherwerke und Sauglufthebe r verwendet.

Von den mannigfaltigen Formen der Becherwerke sei hier nur eine Grund-

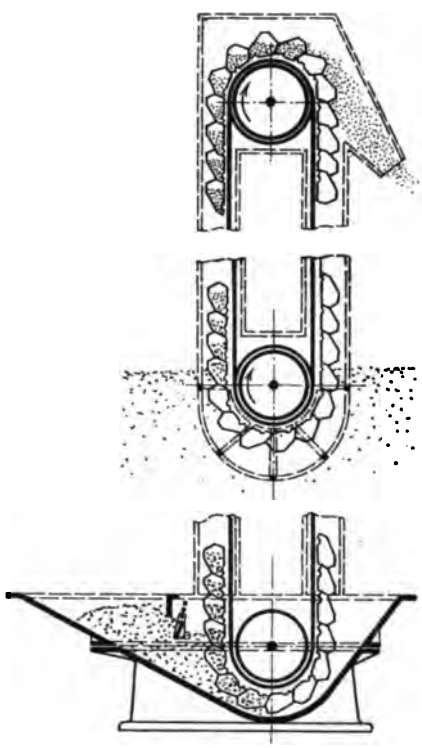


Abb. 560. Grundzeichnung eines Becherwerks.

Unterkopf in zwei Ausführungen, erstens für Aufnahme losen Getreides aus den Schiffen und zweitens für Empfang durch Schüttrinnen, Fallrohre oder Förderbänder zugeführten Getreides.

zeichnung durch Abb. 560 wiedergegeben, die den darin liegenden Baugedanken zum Ausdruck bringt. Danach besteht ein Becherwerk aus zwei wagerecht gelagerten drehbaren Scheiben, einem über beide gelegten biegsamen Bande oder Gliederkette und den darauf in dichter Folge oder in Abständen befestigten Bechern. Die obere Scheibe wird maschinell, meist elektrisch, angetrieben und dadurch der Umlauf des Bandes mit den Bechern bewirkt. Die beweglichen Teile sind in einem festen, hölzernen oder eisernen Gehäuse untergebracht. Dieses besitzt um den oberen Kopf einen trichterförmigen Ansatz, um das von den Bechern abgeworfene Getreide austreten zu lassen. Am unteren Ende ist das Gehäuse durchbrochen oder vergittert hergestellt, um das zu hebende Getreide an die Becher herangleiten zu lassen, wenn das Becherwerk in die lose geschüttete Masse eingetaucht wird.

Falls das Getreide dem Becherwerk durch Förderbänder oder Fallrohre zugeführt wird, erhält das untere einen Auffangetrichter, der ebenfalls auf Abb. 560 dargestellt wurde.

Die Becherwerke werden entweder an festen oder fahrbaren Kränen oder an der Außenwand von Speichern so aufgehängt, daß sie in die zu entleerenden Schiffe hinabgelassen werden können (Abb. 452), oder sie befinden sich in fester Stellung innerhalb von Gebäuden (Abb. 441 u. 447).

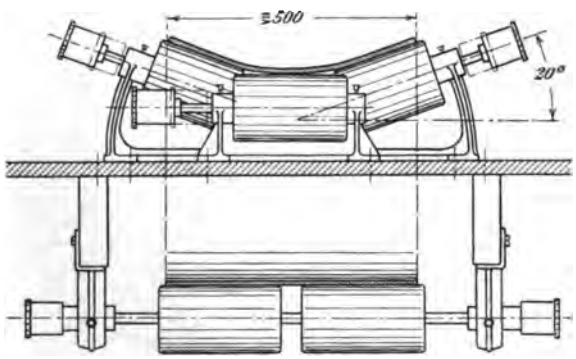


Abb. 561. Förderband und Anordnung der Rollen.

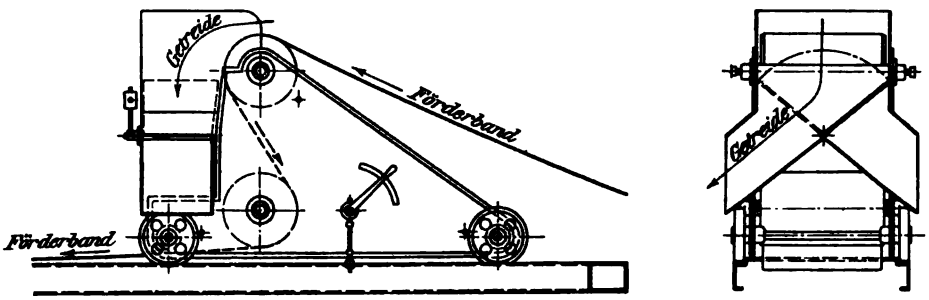
Für wagerechte Förderung werden vorwiegend Förderbänder benutzt. Diese bestehen aus breiten, durch besondere Spannvorrichtungen stets gespannt gehaltenen Gummi- oder Hanfgurten mit zusammengeschlossenen Enden und werden von leicht beweglichen Rollen geführt. Zur Förderung wird in der Regel der obere Trum des Gurtes benutzt, nur in Ausnahmefällen auch der untere (vergl. S. 384). Die Leistungsfähigkeit der Förderbänder hängt von ihrer Breite und der Umlaufgeschwindigkeit ab. Erstere ist schon erheblich über 1,0 m gesteigert worden, letztere beträgt im allgemein 3 bis 5 m/Sek. Häufig wird dem oberen Trum durch Schrägstellung der Rollen eine muldenförmige Gestalt gegeben (Abb. 561), wodurch die Aufnahmefähigkeit des Bandes erheblich gesteigert wird.

Der untere Trum braucht nicht immer unmittelbar unter dem oberen zu liegen, er kann auch in einem anderen Geschoß eines Gebäudes untergebracht werden; so liegt bei dem auf Abb. 436 dargestellten Speicher im Tempelhofer Hafen der obere Trum auf dem Boden, der untere im II. Geschoß.

Ein Förderband kann das Getreide bis zu seiner Umkehrung mitführen, hier wird es abgeworfen und nur von einem Gefäß aufgefangen, z. B. von dem unteren Kopf eines Becherwerkes, von dem Trichter einer selbsttätigen Wage

und auch von einem anderen Förderband, das in der gleichen oder einer abweichenden Richtung angeordnet ist.

Soll das Getreide an einer beliebigen Stelle eines Förderbandes abgeworfen werden, so bedient man sich eines fahrbaren Abwurfwagens (Abb. 562a). In diesem bewegt sich das Band über zwei senkrecht übereinanderstehende Rollen, so daß es an der oberen die Führung verliert und in einen Schütt-



Seitenansicht. Querschnitt.

Abb. 562. Abwurfwagen.

trichter fällt, aus dem es mittels einer Wendeklappe nach der einen oder der anderen Seite ablaufen kann.

Die Verwendung der Förderbänder findet sowohl in Gebäuden (Abb. 441 bis 443, 445 bis 451), als auch zur Verbindung der am Ufer aufgestellten Entladevorrichtungen mit Speichern usw. statt.

Ein seltener angewandtes Mittel für wagerechte Bewegung besteht aus den Förderschnecken (Abb. 563); sie werden hergestellt, indem in einem unten halb zylindrisch abgeschlossenen Troge eine flachgängige Schraube mit massiver Welle und Schraubengängen aus Eisenblech in Umdrehung gesetzt wird.

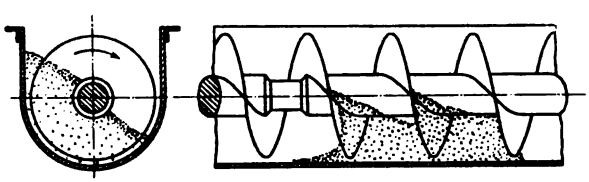


Abb. 563. Förderschnecke.

Für geneigte Förderung nach oben kommen, abgesehen von den noch zu behandelnden Saugluftheben, hauptsächlich die Becherwerke in Frage, für die Richtung nach unten Fallrohre (Abb. 444) oder Schüttrinnen.

Eine Bewegung von Getreide in jeder Richtung gestatten mit Saugluft betriebene Rohrleitungen. Der Grundgedanke dieser Einrichtungen wird durch Abb. 564 erläutert. In einem hochstehenden eisernen Behälter *A* wird von einer Luftpumpe die Luft dauernd verdünnt, infolgedessen strömt an der Mündung einer mit einem eigens gestalteten Saugekopf ausgerüsteten Rohrleitung die äußere Luft mit großer Geschwindigkeit nach; wird der Saugekopf in Getreide getaucht, so wird dieses von der Luft mitgerissen und gelangt durch die Rohrleitung in den Behälter *A*. An der Mündung des Rohres verläßt die Luft das Getreide, um den Weg nach der Luftpumpe einzuschlagen, das Getreide behält infolge des Beharrungsvermögens und der Wirkung der Schwere

seine Bewegungsrichtung bei und gelangt durch einen Trichter in eine der beiden Abteilungen des selbstentleerenden, als Luftschleuse dienenden Pendelverschlusses. Dieser besitzt an der Berührungsstelle mit dem Trichter und den beiden Eingangsrohren zu dem darunter befindlichen Sammelrumpf Dichtungsflächen, um das Eindringen der Luft von unten her zu verhindern. Ist die mit dem Trichter und der verdünnten Luft in Verbindung stehende Abteilung des Pendelverschlusses gefüllt, so kippt dieser selbsttätig und entleert sich nach dem Sammelrumpf, gleichzeitig kommt die vorher entleerte Abteilung unter den Trichter und wird in der gleichen Zeit gefüllt. Aus dem Sammelrumpf kann das Getreide in ununterbrochenem Strom durch einen Schieber abgelassen werden. Die Gestaltung eines neueren Saugkopfes zeigt Abb. 564a; er besitzt etwas vor dem Ende längliche, durch einen Schieber ganz oder teilweise verschließbare Löcher. Durch diese Oeffnungen tritt die angesaugte Luft mit großer Geschwindigkeit ein und erzeugt in dem unteren Rohrende einen starken Unterdruck, dem das Getreide folgt, bis es von der durch die Öffnungen einströmenden Luft erfaßt und mit fortgerissen wird.

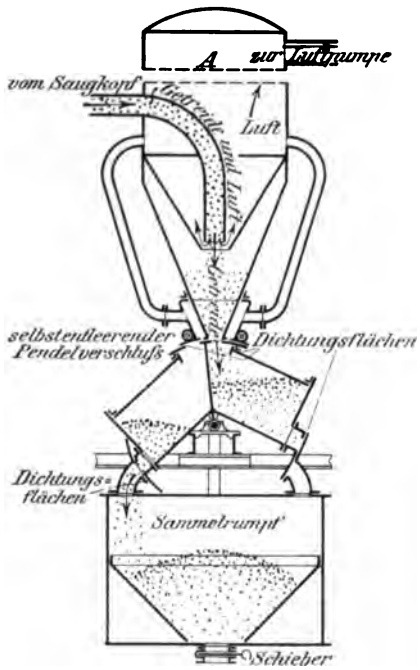


Abb. 564.
Grundzeichnung einer Saugluftförderanlage.

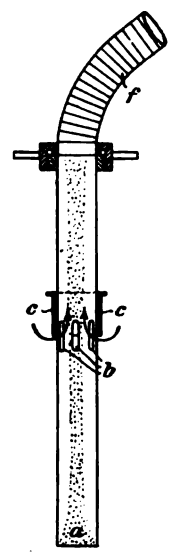
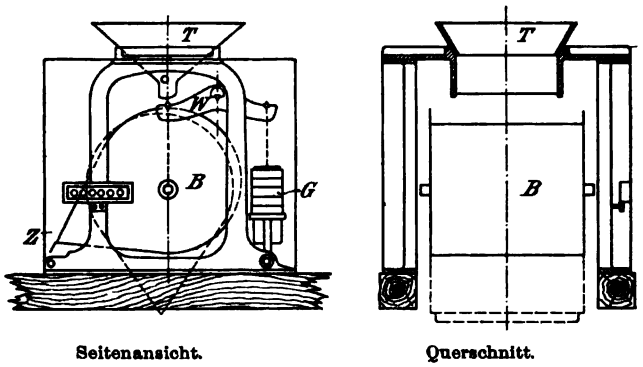


Abb. 564a.
Neuere Form eines Saugkopfes.

Die Saugheber haben den Vorzug, daß die Zuführungsleitung an beliebigen Stellen unter beliebiger Richtungsänderung untergebracht werden kann und wenig Platz einnimmt. Mit dem biegsamen Ende des Saugrohres kann man ferner in alle Ecken des Laderaumes eines Schiffes gelangen, so daß jede Trimmarbeit fortfällt. Endlich erfolgt die Bewegung des Getreides auf dem ganzen Wege in einer geschlossenen Rohrleitung und ist dadurch allen Witterungseinflüssen und Entwendungen entzogen. Diese Umstände haben den Saugelufthebern zu großer Verbreitung verholfen, obgleich sie weniger wirtschaftlich als andere Einrichtungen arbeiten.

Einen wichtigen Gegenstand der Getreideförderung bilden ferner die selbsttätigen Wagen, deren allgemeine Anordnung Abb. 565 darstellt. Sie bestehen aus einem durch zwei Klappen abschließbaren Einlauftrichter *T*, einem Wagebalken *W*, der an einer Seite ein Gewicht *G* und an der anderen den zu wiegenden Getreidebehälter trägt. Letzterer kippt in gefülltem Zustand selbsttätig und entleert sich. Diese Bewegung wird von einem Zahlwerk auf-

gezeichnet Der Wiegevorgang ist nun folgender. Ist der Behälter leer, so sind die Einlaufklappen geöffnet und gestatten dem Getreide den Eintritt. Kurz vor der genauen Füllung wird durch die Bewegung des Wagebalkens die eine Klappe geschlossen, so daß nur wenig Getreide durch die zweite nachrinnt. Ist das genaue Gewicht erreicht, so schließt sich auch die zweite Klappe und löst die Feststellung des Behälters aus; erst nachdem dieser völlig entleert und wieder aufgerichtet ist, öffnen sich die Klappen zu erneutem Spiel. Die Wagen arbeiten vollkommen selbsttätig, solange ihnen Getreide zugeführt wird. Eine Prüfung der Richtigkeit kann jederzeit erfolgen, indem das Einspielen des Wagebalkens nachgesehen und bei vorgefundenen Unstimmigkeiten durch ein kleines Laufgewicht berichtigt wird.



Seitenansicht. Querschnitt.

Abb. 565. Selbsttätige Wage.

Solche Wagen werden in die Fördereinrichtungen eingebaut (vergl. Abb. 441, 445, 447 bis 453) oder auch auf fahrbaren Gestellen zum Absacken verwendet.

2. *Getreideverladung.*

Zum Verladen von Getreide sind erheblich einfachere Vorrichtungen erforderlich, da hierbei die Schwerkraft die Bewegung unterstützt. Kommt das Getreide in Säcken an, so können gewöhnliche Kaikräne benutzt werden, um die Säcke auf die Schiffe zu heben, wo sie entleert oder mit Schüttrinnen in den Raum hinabgelassen werden. Soll dagegen Getreide vom Lager verschifft werden, so wird es, wie Abb. 441 u. 447 erläutern, in dem Speicher durch Becherwerke in die Höhe gehoben und durch Fallrohre den Schiffen zugeführt oder zunächst mit Förderbändern nach besonderen Verladetürmen geschafft und von diesen durch Fallrohre in die Schiffe gelenkt, vergl. hierzu die Ausführungen auf S. 377 u. f. und Abb. 444, 453 u. 454.

3. *Getreidelöscheinrichtungen.*

Das Entladen von Getreideschiffen kann bei Verwendung von Kübeln oder Greifern von jedem festen oder fahrbaren Hafenkran vorgenommen werden. Abb. 566 zeigt eine in Bremen getroffene Einrichtung, bei der hydraulische Kaikräne benutzt werden; sie entleeren die Fördergefäße in den Rumpf *R* einer fahrbaren, auf der Ladebühne eines Schuppens verkehrenden selbsttätigen Wage, von der es durch kurze Rohrleitungen zur Weiterbeförderung auf die in einem Gang unter den Schuppenfußboden gelagerten Förderbänder fällt.

Werden Becherwerke zum Entladen verwendet, so kann man sie, wie schon erwähnt, von einem Gebäude aus an einen beweglichen Ausleger anhängen und in die Schiffe hinablassen (vergl. Abb. 452). Die Weiterbeförderung

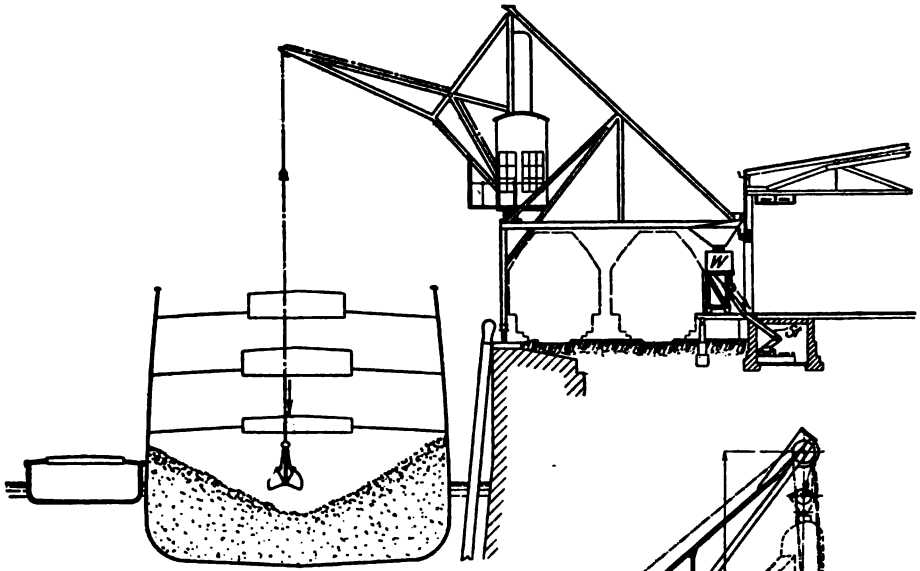


Abb. 566. Löschen von Getreide mit gewöhnlichen Kaikränen und Greifern.

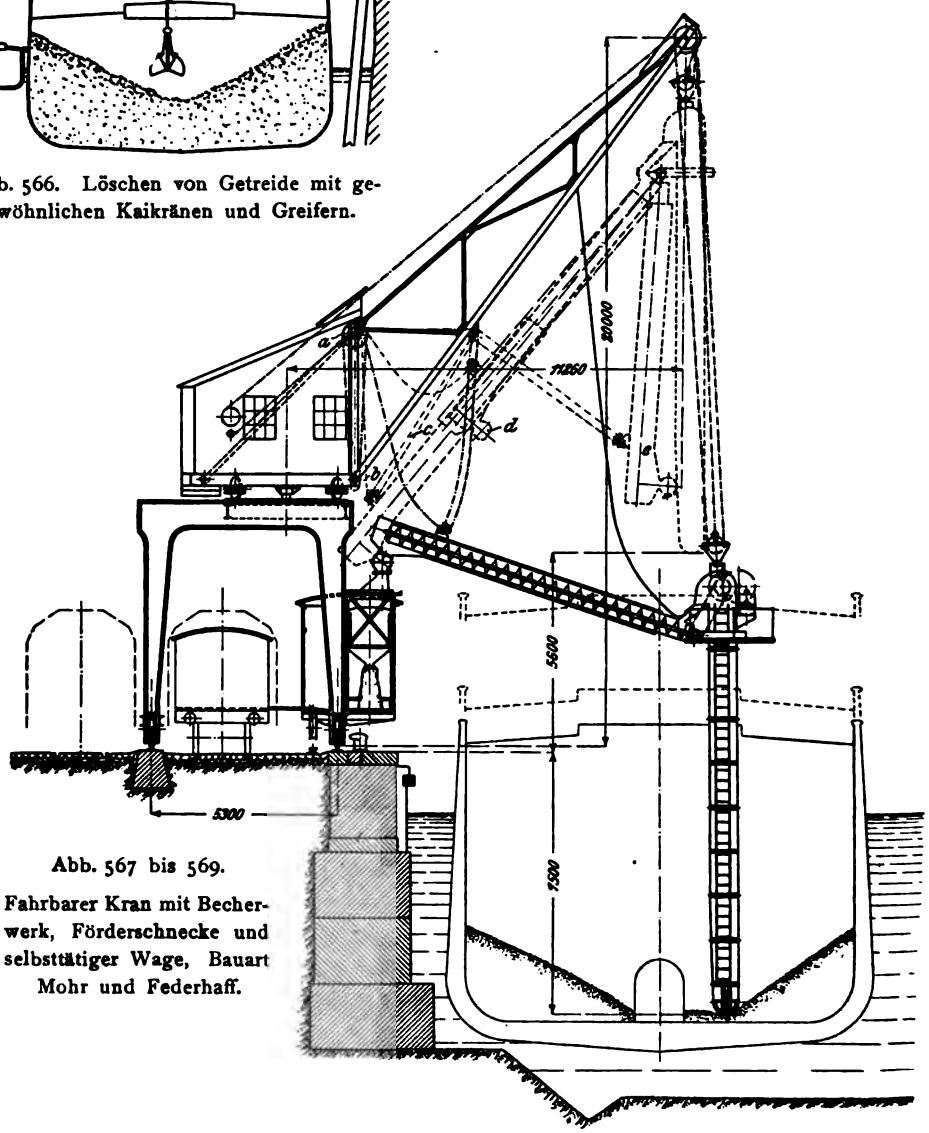


Abb. 567 bis 569.

Fahrbarer Kran mit Becherwerk, Förderschnecke und selbsttätiger Wage, Bauart Mohr und Federhaff.

des gehobenen Getreides erfolgt dann gewöhnlich vom Becherwerkkopf durch ein Fallrohr oder auf einem Förderband und dann durch ein Fallrohr.

Die Anbringung der Becherwerke kann ferner auch an fahrbaren Kränen erfolgen; die Entleerung des Getreides ist dann möglich nach Förderbändern in einem Kanal der Ufermauern oder unmittelbar in Eisenbahnwagen, wenn es lose eingefüllt werden soll, oder nach einer selbsttätigen, auf dem Kran aufgestellten Wage mit Absackvorrichtung, wenn es in Säcken verladen werden soll.

Einen sehr sinnreichen, von Mohr u. Federhaff gebauten Kran zeigt Abb. 567.[1]) Das an einem gewöhnlichen Hafenkran hängende Becherwerk trägt an seinem Kopf einen Elektromotor für den Antrieb einer geneigten Förderschnecke. Aus

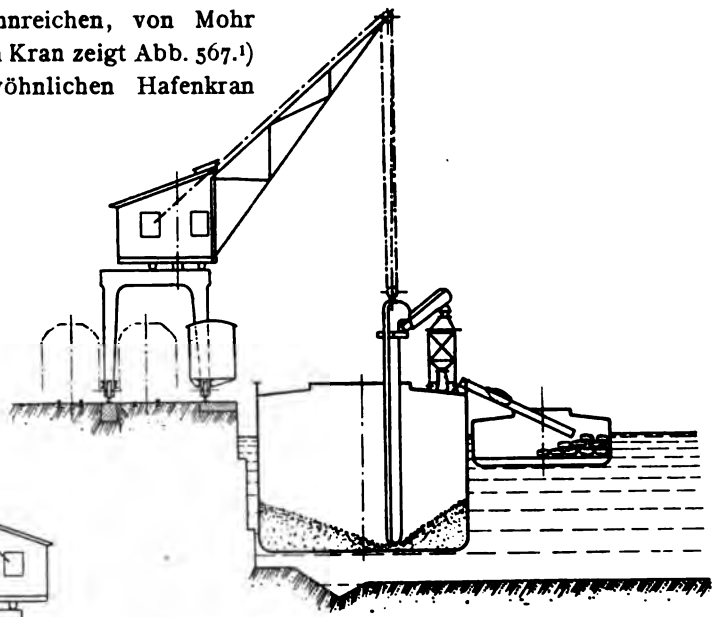


Abb. 568. Verwendung zum Umschlag von Schiff zu Schiff.

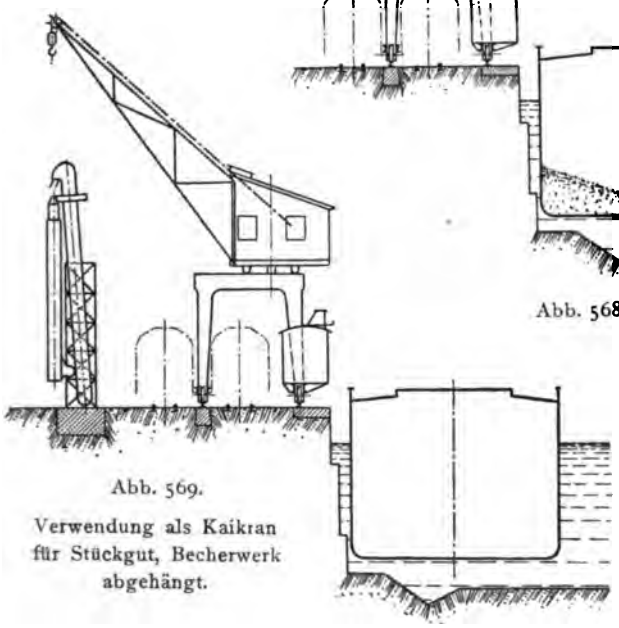


Abb. 569.
Verwendung als Kaikran für Stückgut, Becherwerk abgehängt.

dieser gelangt das Getreide in eine zwischen den Portalstützen eingebaute selbsttätige Wage mit Absackvorrichtung und dann in Säcken unmittelbar in Eisenbahnwagen.

Die Vorrichtung kann aber auch benutzt werden, um das Getreide aus dem Seeschiff in Flußschiffe oder Leichter überzuladen; wie Abb. 568 zeigt, wird dann die selbsttätige Wage durch einen zweiten Kran aus dem Wiegehause herausgehoben und auf das Deck des Seeschiffes gestellt. Endlich kann nach Abb. 569 der Kran auch für die Verladung von Stückgut verwendet werden, nachdem er das Becherwerk mit der daranhängenden Schnecke in einem hinter den Gleisen stehenden, eisernem Turngerüst abgestellt hat.

Über die zur Verwendung von Saugluftheben am Ufer erforderlichen

[1]) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 16. September 1911, S. 1548 u. 1549.

Einrichtungen ist bei ihrer Einfachheit wenig zu sagen. Sie bestehen aus leichten eisernen Gerüsten zur Unterstützung der Rohrleitung und Aufnahme eines leichten Auslegers, an dem das biegsame Ende der Rohrleitung mit dem Saugekopf hängt.

Eine sehr große Anlage zum Löschen von Getreide befindet sich im Hafen von Genua[1]) vor dem großen Getreidespeicher an der Calata Limbania, s. Band I, S. 112, Abb. 48. Dort werden die Hauptrohrleitungen auf einer 97,5 m langen Brücke aus massiven Pfeilern und eisernem Überbau entlanggeführt, zu deren Seiten zwei Seeschiffe festmachen können. Auf der Brücke sind an sieben verschiedenen Stellen eiserne Masten errichtet mit je zwei Auslegern zur Unterstützung der Saugerüssel. Im ganzen können mithin 14 Saugerohre gleichzeitig die Ladung eines Schiffes oder je sieben die von zwei Schiffen angreifen.

4. Getreideumschlag von Schiff zu Schiff.

Für den Umschlag des Getreides von einem Schiff zum anderen werden vielfach die üblichen Schwimmkräne (vergl. Abb. 494 a) unter Verwendung von Förderkübeln und Greifern benutzt. Leistungsfähiger sind jedoch besondere

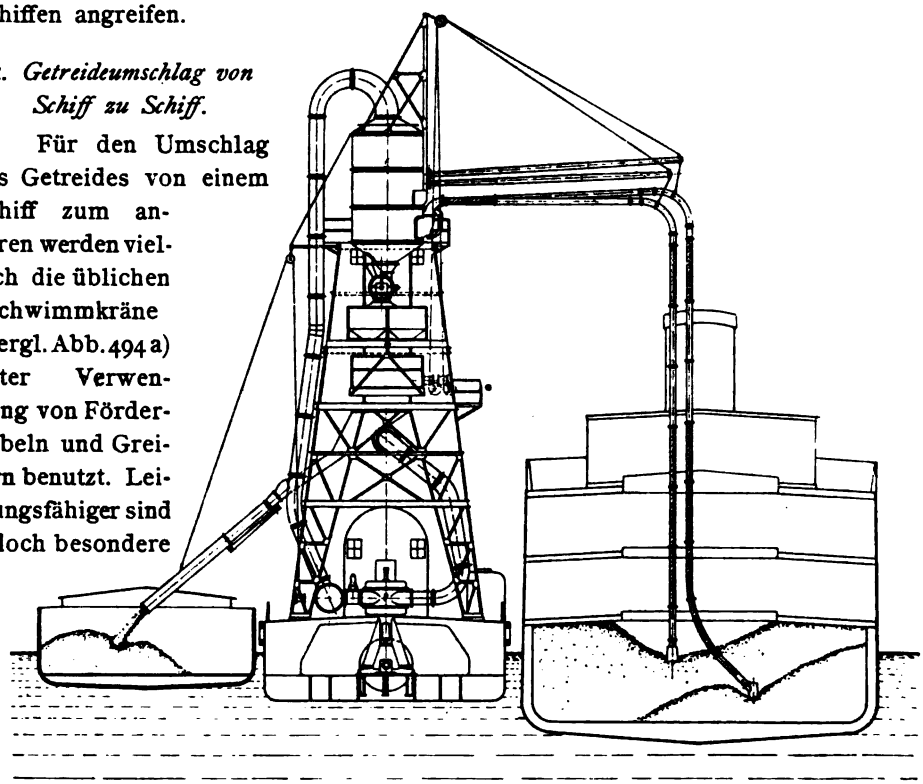


Abb. 570. Saugluftgetreideheber in Emden, Bauart Seck.

Einrichtungen, die auf schwimmenden Gefäßen errichtet und entweder mit Becherwerken oder Saugehebern ausgerüstet sind.

Von diesen sind die letzteren besonders zahlreich in Hamburg, Bremen, Rotterdam, Amsterdam und Antwerpen in Gebrauch. Einen der im Hafen von Emden verwendeten Getreideheber der Bauart Seck zeigt Abb. 570.[2]

[1]) Giornale del Genio civile 1910, Taf. I.

[2]) Die Fördertechnik vom April 1913, S. 74.

Auf dem Ponton, der die Maschinenanlage enthält, befindet sich auf einem Eisengerüst die bereits in ihren Grundgedanken durch Abb. 564 bekannte Einrichtung, ergänzt durch eine selbsttätige Wage, und ferner an zwei Auslegern die Saugerohre mit den Saugköpfen. Das aus dem Schiff angesogene Getreide fällt durch ein ausziehbares Fallrohr in das danebenliegende Leichterschiff. Mit Hilfe der Anlage können durchschnittlich 200 t Getreide in der Stunde umgeladen werden; Höchstleistungen haben sogar 260 t erreicht.

VIII. Behandlung des Petroleums.

Zu den Massengütern die eine besondere Behandlung wegen ihrer Feuergefährlichkeit erfordern, gehört das Petroleum und die ihm verwandten Stoffe, wie Benzin, Rückstände usw.

Als leitende Gesichtspunkte bei der Behandlung sind zu betrachten, daß die dazu dienenden Anlagen möglichst abgelegen von allen Betrieben sind, die Feuer benutzen, und daß das Petroleum, abgesehen von geschlossenen Räumen, nirgends ins Freie gelangt.

Aus dem erstgenannten Grunde werden zur Verschiffung oder Entladung des Petroleums besondere abgetrennte Hafenteile, bei Flüssen stromab gelegen, gewählt oder besondere Hafenbecken angelegt, die von den übrigen durch schwimmende Verschlüsse (vergl. Band III) abgesondert werden (vergl. Band I, Abb. 34, Hafen von Harburg, Abb. 37, Hafen von Hamburg und Abb. 224, die Erweiterung desselben, wo der neue Petroleumhafen an die am weitesten stromab gelegene Stelle rückt, Abb. 38, Hafen von Rotterdam, Abb. 47, Hafen von Marseille). Es werden ferner die Behälter zur Lagerung des Petroleums und die Räume zu seiner sonstigen Behandlung 30 bis 50 m vom Ufer abgerückt und auch untereinander in größeren Zwischenräumen angelegt werden. Sie müssen ferner durch Mauern so eingefaßt werden, daß sie von Unbefugten nicht betreten werden können.

Zur Erfüllung der zweiten Bedingung werden alle Bewegungen des Petroleums in Rohrleitungen vorgenommen, die am besten in die Erde gelegt werden, mitunter sich aber auch auf hohen Gerüsten befinden.

Die Versendung des Petroleums erfolgt entweder in Fässern oder in besonders gebauten Behälterwagen oder endlich in Behälterschiffen. Bei letzteren ist die Maschinenanlage meist im hinteren Drittel des Schiffes untergebracht und der vordere Teil des Schiffes in ganzer Breite in Behälter von 8 bis 10 m Länge eingeteilt, die ganz mit Petroleum gefüllt werden.

Je nach der Art der Anlieferung wird das Petroleum entweder in Schuppen oder in besonderen Behältern gelagert. Die Petroleumschuppen werden durchweg einstöckig ausgeführt; ihre Abmessungen hängen von den Bedürfnissen und der Größe des Verkehrs ab. In Lübeck hat ein Schuppen, der 19000 Fässer aufnehmen kann, 84,45 m Länge und 34,95 m Breite. Die Fässer können 5 bis 6 Schichten hoch ohne Zwischenlagen gestapelt werden.

Die Gebäude erhalten massive Umfassungsmauern und Fußböden. Dächer und Wände werden zweckmäßig doppelt hergestellt, um durch die dazwischen befindliche Luftschicht das Eindringen der Tageswärme zu verhindern und die

Temperatur in den Räumen möglichst gleich und niedrig zu erhalten. Aus dem gleichen Grunde muß der Raum zwischen den Doppelwänden morgens und abends gelüftet werden. Die Verdunstungsverluste durch die Tageswärme sind nicht gering und betragen bei guter Lagerung im Monat noch 0,20 bis 0,30 kg je Faß mit 182 kg. Die Dächer werden zur Abhaltung der Wärmestrahlen mit Kalkfarbe weiß gestrichen. Türen sollten so wenig wie möglich und gut schließend angelegt werden. Die Zahl und Größe der Fenster ist gleichfalls auf das äußerste zu beschränken. Gut ist es, wenn diese Öffnungen nach Norden zu gelegen sein können. Um der Verbreitung des Petroleums bei Bränden vorzubeugen, empfiehlt es sich, den Fußboden der Schuppen 1,0 bis 1,2 m tiefer als das umgebende Erdreich zu legen und mit Gefälle nach einer Sammelgrube hin zu versehen; die Anbringung zahlreicher Blitzableiter braucht nur erwähnt zu werden.

Erwähnenswert ist, daß man in Liverpool die Petroleumlager in den Fels hinein gesprengt hat; die einzelnen Abteilungen sind 15,25 m lang, 6,10 m breit und 5,80 m hoch und können je 1000 Fässer aufnehmen.

Die Lagerung größerer Petroleummengen erfolgt in flußeisernen zylindrischen Behältern; ihre Durchmesser schwanken zwischen 9 und 24 m und die

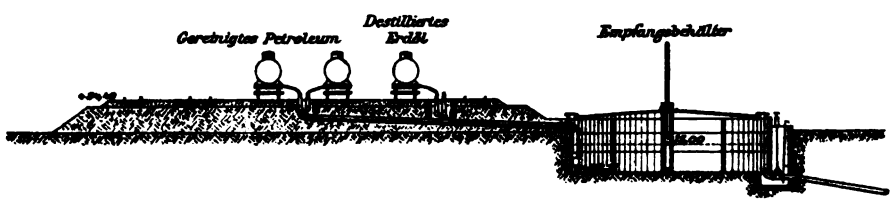


Abb. 571. Petroleumbahnhof in Konstanza mit Empfangsbehälter.

Höhen zwischen 6 und 15 m. Ein Behälter von 22 m Durchmesser und 13,40 m Höhe faßt z. B. 5000 cbm. Die Seitenwände der Behälter bestehen aus doppelt genieteten Blechplatten, der Boden ist in der Regel eben und gleichfalls aus Eisenplatten gebildet. Für eine gute Gründung muß bei ungünstigem Baugrund Sorge getragen werden. Die Dächer der Behälter werden in den Ländern mit gemäßigtem Klima nach einem flachen Kegel oder einer Kugelkalotte von $^1/_{15}$ bis $^1/_{30}$ des Durchmessers als Höhe geformt. In warmen Ländern werden sie eben angelegt und mit einem etwa 0,20 m hohen Rand umgeben zur Aufnahme von regelmäßig zu erneuerndem Kühlwasser. Die zur Füllung und Entleerung erforderlichen Rohrleitungen von meist 0,15 bis 0,20 m Weite werden am besten durch die Dachfläche eingeführt, um Undichtigkeiten zu vermeiden. Ferner müssen Überlauf und Beobachtungsrohre zur Sicherheit und Prüfung des Inhaltes der Behälter vorgesehen werden. Zum Einsteigen zwecks Reinigung oder Ausbesserung werden in der Dachfläche Mannlöcher vorgesehen, die den Zugang nach vorheriger Lüftung der Behälter ermöglichen. Endlich müssen reichlich Blitzableiter angebracht und Berieselungseinrichtungen für den Fall eines Brandes vorgesehen werden.

Die Petroleumbehälter müssen mit dichten Erddämmen oder Mauern von solchem Fassungsraum umgeben werden, daß sie bei einem Brande die Ver-

breitung des brennenden Petroleums sicher verhüten. Der Fassungsraum muß bei kleinen Anlagen dem Inhalt der Behälter entsprechen; bei größeren kann man ihn kleiner machen, da wohl kaum alle Behälter gleichzeitig auslaufen werden. Das die Behälter umgebende Gelände liegt am besten tiefer als die Umgebung.

Bezüglich der weiteren Gestaltung der Petroleumhafenanlagen muß nun unterschieden werden, ob dasselbe auf dem Landwege in Eisenbahnwagen ankommt und in Seeschiffe verladen werden soll oder ob letztere es heranschaffen und nach dem Lande zu entladen.

Für den ersten Vorgang kann die im Hafen von Konstanza ausgeführte Anlage als mustergültig angesehen werden. Das Petroleum trifft dort mit der

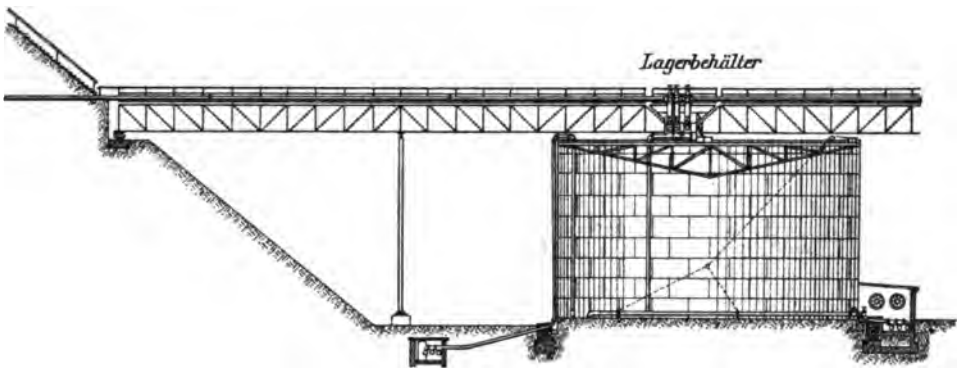


Abb. 572. Petroleumlagerbehälter in Konstanza.

Eisenbahn auf einem besonderen hochgelegenen Bahnhofe ein, der sechs Gleise von je 350 m Länge umfaßt. Zwischen den Gleisen befinden sich vier Rohrleitungen mit zahlreichen Anschlußstutzen zur Verbindung mit den Behälterwagen (Abb. 571). Von den Wagen läuft das Petroleum mit natürlichem Gefälle in besondere, fast ganz in der Erde liegende, eiserne Empfangs-

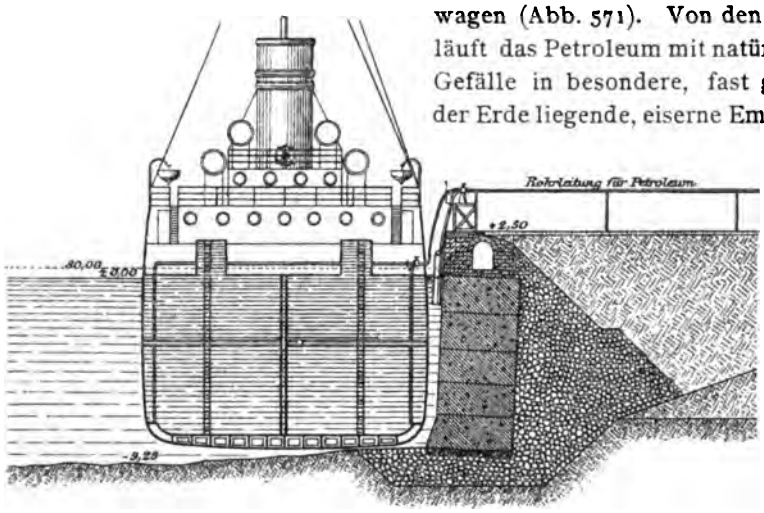


Abb. 573. Petroleumverladekai in Konstanza.

behälter und von diesen durch eine von eisernen Stützen und leichten Gitterträgern getragene Rohrleitung zu 25 Lagerbehältern von je 5000 cbm Fassungs-

vermögen und ebenen Dächern für Wasserkühlung. Abseits der Behälter befindet sich eine durch Benzinmotoren angetriebene Pumpenanlage, die das zu verladende Petroleum durch 1100 m lange Rohrleitungen nach dem Petroleumhafen drückt. Hier werden die Enden der Leitungen durch biegsame Rohrleitungen mit denen der Schiffe verbunden, so daß deren Ladebehälter angefüllt werden (Abb. 573).

Bemerkenswert sind die in Konstanza den Schiffen für die Benutzung des Petroleumhafens gemachten Vorschriften. Sie müssen in einem besonderen Vorbecken ihren Dampfdruck vermindern und werden mit Hilfe von elektrisch angetriebenen Spills in den eigentlichen Hafen verholt. Die Besatzung wird während der Zeit, wo die Schiffe sich im Petroleumhafen befinden, gelandet und in besonderen Gebäuden mit Wohnzimmern und Küchen untergebracht. Nach der Beladung werden die Schiffe wieder durch die elektrischen Spills aus dem Hafen herausbefördert.

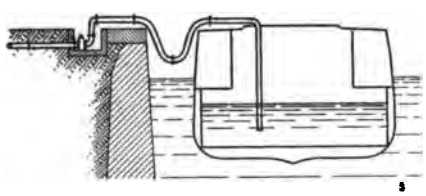


Abb. 574. Kai mit Rohrleitungen für Petroleumempfang.

Die Anlagen für die Löschung des Petroleums bestehen aus längs des Ufers in die Erde oder in Kanälen verlegten Rohrleitungen mit mehreren Anschlußstellen, die mit den Lagerbehältern verbunden sind (Abb. 574) Die Entlöschung erfolgt, nachdem die Rohrstutzen im Schiff mit denen am Ufer mittels biegsamer Rohre verbunden worden sind, durch die auf den Schiffen vorhandenen Druckpumpen. So wird auch hier, wie bei der Verladung, jedes Austreten von Petroleum in die freie Luft vermieden.

In Verbindung mit den Lagerbehältern stehen dann in der Regel tiefer gelegene Abzapfanlagen zum Umfüllen des Petroleums in Fässer oder Eisenbahnwagen. Auch dieses geschieht, wenigstens das erstere, am besten in geschlossenen Räumen. Zur Vervollständigung einer Abfüllanlage gehört in der Regel eine Faßfabrik, aus der die Fässer auf geneigten Bahnen der Zapfstelle zulaufen.

Sach- und Namenverzeichnis

zu Band I und II.

Die römischen Ziffern bezeichnen den Band, die arabischen die Seitenzahlen.

A.

Aberdeen, Nordmole II, 31.
« , Südmole II, 38.
Abwurfwagen II, 501.
Adour-Mündung, durchbrochener Leitdamm II, 105.
Algier, Molenanordnung I, 259.
« , Nordmole II, 61.
« , Wellenbrecher L'Agha II, 56.
Algoma, Mole bei II, 12.
Altona, Seefischereihafen I, 49.
Amsterdam, neunpfähliger Dalben II, 304.
« , Kaiausbildung an der Ij-Kade II, 338.
Anbindepfähle in Geestemünde II, 278.
Anemometer I, 167.
Ankerbojen II, 298, 305.
Ankerboje in Genua II, 306.
« im Kieler Hafen II, 305.
Ankergrund I, 19.
Anlaufhäfen I, 11, 21, 56.
Anstriche für Holz I, 221.
Antibes, Molenanordnung I, 253.
Antwerpen, Handelshafen I, 95.
« , Kaimauer am Scheldekai II, 257.
Ardrossan, Wellenbrecher II, 41.
Ashtabula, Trommelkipper II, 462.
Aufhängen von Betonblöcken II, 148.
Aufschleppe I, 24.
Aufzugkipper in Glasgow II, 469.
Aufzüge II, 441.
Aumund, Kurvenkipper II, 473.
Ausbesserungsanstalten I, 60.
Ausführung der Mole in Memel II. 110.
Außenwerke der Häfen I, 245.
Ausrüstungsbecken I, 26.
Ausrüstung, mechanische Hafen- II, 389.
« der Kaimauern, Zusammenstellung II, 297.
« der Ufereinfassungen II, 272.
Ausschießer, Stürme I, 174.
Ausstattung, Küstenfischereihäfen I, 40.
« , Seefischereihäfen I. 45.
« der Kaiflächen II, 308.
Avonmouth-Dock, Hafenbeckenanordnung I, 334.

B.

Baltimore, Kaimauer II, 249.
Barcelona, Kaimauer II, 242.
« , Kaimauer II, 244.
« Ostmole II, 66.
« Reibehölzer II, 281.
Barre I, 286.
Basalt I, 228.
Baubecken I, 26.
Baustoffe I, 216.
« der Hafenaußenwerke II, 7.
Beach, am Huron-See, Wellenbrecher II, 11.
Beaufort, Windskala I, 168.
Becherwerk II, 499.
Belfast, Hammerglockenwipp-Schwimmkran II, 439.
Benagelung von Holz I, 222.
Berechnung der Hafenaußenwerke II, 157.
Beruhigung der Wellen durch Öl I, 157.
Beton I, 234.
Betonblöcke, Aufhängung II, 143.
« , Hebezangen II, 145.
« , Herstellung II, 129.
« , Kran zum Versetzen von II, 138.
« bei Molen II, 35.
« , Verladen II, 133.
Betonkörper, Verblendung I, 244.
Betonsäcke bei Molen II, 27, 28, 32.
« , Ausführung der II, 127.
Betonschüttungen, Ausführung der II, 113.
« in Newhaven II, 125.
„ in Superior Entry, II, 124.
« in Wicklow II. 123.
Beton, Verhalten im Seewasser I, 237.
Betriebseinrichtungen I, 56.
Bilbao, Mole II, 84.
Binnenseehäfen I, 11, 56.
Binnenverkehrswege I, 58.
Bizerta, Molenkopf II. 97.
« , Nordmole II, 82.
Bleichert, Löschanlage mit Drahtseilbahn II, 493.
Blockkran II, 139.
Blocklagerplatz II, 130.
Blöcke, schwimmende II, 43 bis 47.

Blöcke, schwimmende, in Barcelona II, 67.
Blyth, Mole II, 16, 31.
Bodenspeicher II, 360.
Bodenuntersuchungen II, 213.
Böschungen, wellenbrechende II, 103.
« , wellenbrechende, in Dieppe II, 107.
Bohlwerke II, 174.
« in Swinemünde II, 176.
« im alten Emdener Hafen II, 179.
« in Geestemünde II, 181.
« in Pillau II, 177.
« in Schulau a. d. Elbe II, 180.
Bohrwurm I, 219.
Bollwerke II, 174, 183.
Bollwerk am Kohlenlöschplatz Woltmershausen in Bremen II, 183.
« an der Rheinschleuse in Glückstadt II, 185.
« im Königsberger Hafen II, 186.
« am Weichselbahnhof in Neufahrwasser II, 187.
« im Vorhafen von Pillau II, 187.
„ aus Eisenbeton in Rotenburgsort II, 191.
« aus Eisenbeton in Stettin II, 188.
Bootsbügel II, 286.
Bootsringe in Hamburg II, 286.
Bore, die I, 135.
Bornholm, Inselhafen Snogeboeck I, 11.
« ,Wellenbrecher Nexö II, 10.
Boston, Kaischuppen II, 322.
« Pieranlage II, 328.
Boulogne, Molenanordnung I, 278.
« Mole II, 88.
« Reede I, 15.
Bourgogne, Kaimauer am Kai de Bourgogne II, 262.
« , Kaimauer am Hafenbecken 2 II, 264.
Brandung I, 143.
Brecher I, 146.
Bremen, Bollwerk in Woltmershausen II, 183.
« , fünfpfähliger Dalben II, 301.
Bremen, Handelshafen I, 79.
« . Halbportalkran II, 414.
« , Kaiflächen am Hafen 1 II, 340.
„ , Kaimauer im Hafen 2 II, 218.
« , Kaischuppen am Hafen I II, 347.
« , Kaischuppen am Hafen 2 II, 349.
« , Schiffsringe II, 288.
« , Ufereinfassung am Hohentor II, 172.
« , Ufereinfassung an der Dockliegestelle im Freibezirk II, 167.
Bremerhaven, Handelshafen I. 83.
« , Halbportalkran am Kaiserhafen 2 II, 415.
« , Hammerkran II, 429.
« , Kaimauer am Kaiserhafen 3 II, 222.
« , Poller II, 290, 294.
« , Steigeeisen II, 283.
Brest, Mole II, 88.
Brindisi, Hafenlageplan I, 256.
Bristol-Kanal, Flutgröße I, 124.
Brown, Löschbrücke II, 490.
Bruay, Seitenkipper II, 463.
Brügge, Handelshafen I, 97.
Brunsbüttel, Kaimauer im Vorhafen II, 213.
« , Mole im Außenhafen II, 25.
Buenos Aires, Hafenbeckenanordnung I, 338.
Buys-Ballot, Windbewegung I, 161.
Buzemann, Peilvorrichtung I, 201.

C.

Cagliari, Mole II, 74.
Calais, Kaimauer auf Brunnen II, 252.
« , durchbrochener Leitdamm II, 106.
Calhaun, Förderkübel II, 477.
Calle, La, Mole II, 63.
Cardiff, Kaimauer II, 233.
Cartagena, Hafenanordnung I, 260.
Casella, Tiefseethermometer I, 209.
Céara, Molenanordnung I, 283.
Cette, Wellenbrecher II, 63.
Chalmette, La, Kaischuppen II, 321.
Chelsea, Pieranlage I, 326.
Cherbourg, Reede I, 16.
« , Westmole II, 88.
Chioggia, Hafeneinfahrt für Venedig I, 309.
Ciotat, Molenanordnung I, 253.
Civitavecchia, Wellenbrecher Antemurale Trajano II, 68.
« , Verlängerung II, 73.
« , Wiederherstellung II, 74.
Colombo, Mole II, 40.
« , Molenanordnung I, 257.
Cornaglia, neutrale Linie I, 266.
Corsini bei Ravenna, Eisenbetonmole II, 22.
Cuxhaven, Fischhalle II, 313.
« , Kaimauer II. 217.
« , Molenköpfe II, 82.
« , Poller II, 294.
« , Reibepfähle II, 274.
« , Sturmpfähle II, 280.
« , Ufereinfassung II, 165.

D.

Dächer bei Kaischuppen II, 346.
Dachkran in Liverpool II, 422.
Dalben II, 298.
« , neunpfähliger, in Amsterdam II, 304.
« , fünfpfähliger, in Bremen II, 301.
« , sechzehnpfähliger, in Emden II, 302.
« , sechzehnpfähliger, in Hamburg II, 303.
« , sechspfähliger, in Lübeck II, 302.
Dampfkraft II, 393.
Danzig, Hafen I, 66.
« , Bucht und Reede I, 13.
« , Hafeneinfahrt I, 296.
« , Kaiserl. Werft I, 31.
« , Kaimauer II, 215.
« , Kaischuppen auf dem Holm II, 353.
« , vorläufige Uferbefestigung am Kaiserhafen II, 163.
« , Schiffsanleger II, 164.
Delta I, 286.
Derrickkran II, 401.

Derrickkran, von Blohm u. Voß II, 426.
Dichtigkeit des Betons I, 235.
Dieppe, wellenbrechende Böschung II, 107.
« , Mole II, 48.
Dievenow-Mündung, Mole II, 13.
Djidjelli, Mole II, 65.
Dockhäfen I, 22.
Docks I, 22.
Dockschleusen I, 23, 332.
Dover, Molen II, 17, 36.
« , Reede I, 15.
Drahtseilbahn bei Löschanlagen II, 493.
Drehscheibenkran II, 402.
Druckwasser II, 394.
Dublin, Kaimauer II, 243.
« , Leitdammanordnung I, 304.
Dünkirchen, Kaimauer II, 234.
« , durchbrochene Leitdämme II, 104.
« , Leitdammanordnung I, 318.
« , Poller II, 286.
Dünung I, 137.
Duluth, Kohlenentladebrücke II, 489.
« , Sturzgerüst II, 458.
Durchbrochene Molen II, 103.

E.

Ebbe und Flut I, 118.
Ebbestrom I, 113.
Einbauten, senkrechte I, 268.
« , inklinante I, 269.
« , deklinante I, 270.
Einfassung der Hafenbecken I, 161.
Einzelwellen I, 156.
Eisen, Verhalten im Seewasser I, 224.
« , Schutzmittel I, 225.
Eisenbahngleise auf Kaiflächen II, 324.
Eisenbeton-Bollwerk in Neufahrwasser II, 189.
Eisenbetonkisten II, 11.
Eisenbetonmole in Corsini bei Ravenna II, 22.
Eisenportlandzement I, 241.
Eisverhältnisse I, 178.
« , a. d. Ostsee I, 180.
Elektrizität II, 397.
Elisabeth, Port, Mole II, 17.
Emden, Bohlwerk im alten Hafen II, 179.
« , sechzehnpfähliger Dalben II, 302.
« , Hafen I, 73.
« , Hafenbeckenanordnung I, 337.
« , Kaiausbildung am Außenhafen II, 338.
« , Kaimauer am Außenhafen II, 207.
« , Kaischuppen am Außenhafen II, 349.
„ , Kaischuppen am Binnenhafen II, 336.
« , Mole II, 26.
« , Seefischereihafen I, 46.
« , Schwimmkran II, 435.
« , Ufereinfassungen an der Westseite des Außenhafens II, 169.
Empedocle I, 276.
Engels, Versuche über Molen I, 281.
« , Versuche über Wasserdruck im Sandboden II, 199.
Entladebrücken von Hunt II, 491.
« für Kohlen in Duluth II, 489.
Entladekran mit Hulettgreifer II, 484.
Entladevorrichtungen II, 476.
« mit Kränen II, 481.
« mit Laufkatzen II, 485.
Erdbebenwellen I, 157.
Erfordernisse, allgemeine I, 12.
« , besondere I, 12.
« für Kriegshäfen I, 25.
« für Zufluchthäfen I, 33.
« für Fischereihäfen I, 39.
« für Handelshäfen I, 54.
Erzentladebrücke in Lorain II, 487.
Erzzement I, 241.

F.

Fäulnisgrenze I, 217.
Fahrstühle II, 441.
Fairbairnkran II, 402.
Fallrohrdrehschieber II, 376.
Faschinen, Molenausfüllung II, 24.
Felsuntergrund, Abgleichen II, 146.
Felsverkleidung II, 232.
Festmachebojen II, 305.
Feuergefährliche Gegenstände I, 60.
Fischereifahrzeuge, Abmessungen I, 10.
Fischereihäfen, vgl. a. Seefischereihäfen I, 10.
Fischhalle in Cuxhaven II, 313.
« in Fleetwood II, 316.
« in Geestemünde II, 312.
« in Ymuiden II, 314.
Fischwinde, Hamburg II, 453.
Fishguard, Kaimauer II, 243.
Fleetwood, Fischhalle II, 316.
Flensburg, Löschbrücke II, 482.
Flotthäfen I, 22.
Flußmündungen, Mississippi I, 301.
« , Sulina I, 301.
« , Maas I, 306.
Flut und Ebbe I, 118.
« in Flußmündungen I, 133.
Flutgrenze I, 133.
« größe I, 119.
« kurve I, 129.
« strom I, 133.
« wechsel I, 119.
« wellen I, 131.
Förderbänder II, 500.
Förderschnecke II, 501.
Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen I, 140.
Franzius, Unterweser I, 136.
Freibezirk I, 61.
Freihafen I, 61.
Frischfischfang I, 45.
Fußboden bei Kaischuppen II, 345.

G.

Gaillard I, 151.
Geestemünde, Anbinde- und Sturmpfähle II, 278.
« , Bohlwerk am Fischereihafen II, 181.
« , Fischhalle II, 312.
« , Hammerglockenkran II, 430.
« , Seefischereihafen I, 46.
« , Treppe an der Ufermauer II, 284.
« , vorläufige Ufereinfassung II, 163.

Genua, Ankerboje II, 306.
« , Hafen I, 111.
« , Kaimauer vom Becken Viktor Emmanuel III II, 247.
« , Kaimauer am Molo vecchio II, 248.
« , Kaimauer an der Ponte Frederico Guglielmo II, 242.
« , Kaischuppen, zweistöckig II, 358.
« , Kaischuppen mit ansteigendem Fußboden II, 334.
« , Löschbrücken II, 483.
« , Molo Galliera II, 69.
« , neuer Wellenbrecher II, 79.
Gerölle an Küsten I, 271.
Gerüste II, 113.
Gerüst in Holyhead II, 116.
« für die Molen bei Superior Entry II, 115.
« an der Tyne-Mündung II, 119.
« , Wander- II, 118.
Geschichtliches I, 2.
Geschoßhöhen bei Speichern II, 361.
Geschwindigkeit, Fortpflanzungs- der Wellen II, 4.
« , Schwingungs-der Wellen II, 4.
Getreide I, 341.
« heber für Saugluft II, 506.
« löscheinrichtungen II, 503.
« verladung II, 503.
« verladevorrichtungen II, 503.
Getreidespeicher auf dem Holm in Danzig II, 388.
« in Königsberg II, 374.
« in Rosario II, 378.
Gezeitenpegel, selbsttätiger I, 128.
« tafeln I, 127.
Gibraltar, Strömungen I, 182.
Glasgow, Aufzugkipper II, 469.
« Kaimauer auf Brunnen II, 250.
« , Kaimauer am Rothesay-dock II, 254.
« , Kaimauer auf Brunnen am Rothesay-Dock II, 254.
Glasgow, Krankipper II, 462.
Glückstadt, Bollwerk an der Rhinschleuse II, 185.
Golfstrom I, 181.
Goliath II, 139.
Gordungswand in Rotterdam II, 275.
Gradient I, 161.
Granit I, 228.
Great Yarmouth, Mole II, 16.
Greenheart I, 223.
Greifer II, 476.
« , Hone-Pohlig- II, 479.
« , Priestmann- II, 478.
« , Rundholz- II, 480.
Grundwasseruntersuchungen I, 213.

H.

Hafen von Algier I, 259.
« « Altona I, 49.
« « Antibes I, 252.
« « Antwerpen I, 95.
« « Boulogne, Reede I, 16.
« « Boulogne, Molenanordnung I, 278.
« « Bremen I, 79.
« « Bremerhaven I, 83.
« « Brindisi I, 256.
« « Brügge I, 97.
« « Buenos Aires I, 338.
« « Cartagena I, 260.
« « Céara I, 283.
« « Cherbourg I, 16.
« « Ciotat I, 253.
« « Colombo I, 257.
« « Danzig, Reede I, 13.
« « Danzig, Kaiserl. Werft I, 33.
« « Danzig, Hafen I, 66.
« « Dover I, 16.
« « Dublin I, 304.
« « Dünkirchen I, 318.
« « Emden, Hafenlageplan I, 73.
« « Emden, Hafenzungenanordnung I, 337.
« « Empedocle I, 276.
« « Haidar Pascha I, 261.
« « Geestemünde I, 46.
« « Genua I, 111.
« « Hamburg, Fischereihafen I, 50.
« « Hamburg, Lageplan I, 86.
Hafen von Hamburg, Hafenzungenanordnung I, 330.
« « Hanstholm I, 18.
« « Harburg I, 76.
« « Havre I, 19, 106.
« « Hela I, 35.
« « Holyhead I, 257.
« « Kiel, Reede I, 13.
« « Kiel, Kriegshafen I, 27.
« « Kingstown I, 259.
« « Königsberg I, 68.
« « Kolberg, Fischereihafen I, 42.
« « Kolberg, Leitdammanordnung I, 293.
« « Kuxhaven, Fischereihafen I, 50.
« « Kuxhaven, Handelshafen I, 91.
« « Leixoes I, 259.
« « Libau I, 278.
« « Liverpool I, 102.
« « Livorno I, 264.
« « London I, 99.
« « Lübeck I, 70.
« « Madras I, 277.
« « Malamocco I, 309.
« « Manchester I, 104.
« « Marseille I, 109.
« « Memel, Fischereihafen I, 41.
« « Memel, Leitdammanordnung I, 315.
« « Miike I, 256.
« « Neufahrwasser I, 297.
« « Neukuhren, Reede I, 15.
« « Neukuhren, Fischereihafen, I, 35.
« « Newcastle I, 305.
« « New York I, 115.
« « Nordenham I, 48.
« « Norderney, Zufluchtshafen I, 36.
« « Norderney, Fischereihafen I, 44.
« « Ostende I, 18.
« « Palermo I, 260.
« « Peterhead I, 257.
« « Pillau I, 253, 313.
« « Plymouth I, 261.
« « Queenstown I, 14.
« « Roßlarebai I, 282.
« « Rotterdam I, 92.

Hafen von Rügenwaldermünde I, 298.
« « Salonichi I, 261.
« « Saßnitz I, 43.
« « Scheveningen, Fischereihafen I, 52.
« « Scheveningen, Molenanordnung I, 275.
« « Snogeboek I, 12.
« « Southampton I, 343.
« « Stettin I, 62.
« « Stolpmünde I, 295.
« « Swinemünde I, 311.
« « St. Jean de Luz I, 263.
« « St. Nazaire I, 334.
« « Syrakus I, 255.
« « Triest I, 113.
« « Tynemouth I, 305.
« « Urk I, 36.
« « Venedig I, 309.
« « Wilhelmshaven I, 28.
« « Windau I, 299.
« « Ymuiden, Fischereihafen I, 53.
« « Ymuiden, Molenanordnung I, 273.
« « Zeebrügge I, 17.
« « Zeebrügge, Hafenlageplan I, 97.
« « Zeebrügge, Molenanordnung I, 284.
« « Zonguldak I, 258.
Häfen, Arten I, 10.
« , künstliche I, 12.
« , natürliche I, 12.
« , geschlossene I, 12, 22.
« , offene I, 12, 22.
« , Tide- I, 12, 22.
« , Vor- I, 23, 33.
« , Großgewerbe- I, 60.
« , Industrie- I, 60.
Hafenausrüstung, mechanische II, 389.
Hafenaußenwerke I, 245; II, 1.
« , Aufgabe der II, 2.
« , steile Form II, 6.
« , geböschte Form II, 7.
« , Baustoffe II, 7.
« , bauliche Anordnung II, 8.
« , mit steilen Seitenflächen II, 8.
« , aus Holz und Faschinen II, 8.
« , Berechnung der II, 157.
Häfen an Felsküsten I, 255.
Häfen an Flußmündungen I, 285.
« an Sandküsten I, 264.
Hafenbauarbeiten, neueste I, 6.
Hafenbecken, Anordnung I, 322.
« , offene I, 322.
« , einfache I, 329.
« , geschlossene I, 331.
« , Gruppen I, 330, 335.
« , Gestalt und Abmessungen I, 342.
« , Länge I, 346.
« , Breite I, 346.
« , Tiefe I, 351.
« , Größe I, 353.
« , Einfassung II, 161.
Hafeneinfahrt I, 248.
Hafeneinfahrtweiten I, 251.
Hafenkräne II, 400.
« , Drehgeschwindigkeit II, 419.
« , Fahrgeschwindigkeit II, 419.
« , Rollenhöhe II, 419.
« , Tragkraft II, 417.
« , Ausladeweite II, 418.
Hafen, Baltischer, in Reval II, 9.
Hafenzeit I, 127.
Hafenzungen I, 247, 325, 353.
Haff I, 307.
Haidar Pascha I, 261.
« , Molenkopf II, 99.
« , Poller II, 292.
« , Wellenbrecher II, 67.
Halbportalkran am Hafenbecken II in Bremen II, 414.
« am Kaiserhafen II in Bremerhaven II, 415.
« am Magdeburger Hafen in Hamburg II, 412.
« auf Kuhwärder in Hamburg II, 415.
« in Le Havre II 411.
« in Stettin II, 410.
Halbtidebecken I, 23, 339.
Hamburg, Hafenlageplan I, 86.
« , Bootsringe II, 286.
« , sechzehnpfähliger Dalben II, 303.
« , Fischereihafen I, 50.
« , Fischwinde II, 453.
« , Fruchtschuppen II, 359.
« , Halbportalkran auf Kuhwärder II, 415.
« , Halbportalkran am Magdeburger Hafen II, 412.
Hamburg, Kaiausbildung auf Kuhwärder II, 339.
« , Kaimauer auf Brunnen am Dalmannkai II, 253.
« , Kaimauer am Roßhafen II, 214.
« , Kaischuppen am Ellerholzhafen II, 343.
« , Kaischuppen am Moldauhafen II, 354.
« , Kohlenheber für Schiffsbekohlung II, 498.
« , Kohlenkipper am Kuhwärderhafen II, 468.
« , Löschbrücke der Anthrazitwerke II, 485.
« , Poller II, 290.
« , Rollkran am Grevenhofufer II, 406.
« , auswechselbare Schiffsringe II, 287.
« , Speicher der Lagerhausgesellschaft II, 364.
« , Streichdalben am Roßkai II, 275.
« , Streichpfähle am Roßkai II, 277.
« , Ufereinfassung auf Steinwärder II, 168.
« , Ufereinfassung an der Norderelbe II, 168.
Hammerdrehscheibenkran II, 427.
Hammerglockenkran von Blohm u. Voß II, 431.
« in Geestemünde II, 430.
Hammerkran in Bremerhaven II, 429.
Hammerwippkran in Tsingtau II, 432.
Handelsbeziehungen I, 60
Handelsdampfer, Abmessungen I, 6, 9.
Handelsdampferquerschnitte II, 173.
Handelshäfen I, 10.
« , besondere Erfordernisse I, 54.
« , Antwerpen I, 95.
« , Bremen I, 79.
« , Bremerhaven I, 83.
« , Danzig I, 66.
« , Emden I, 73.
« , Genua I, 111.
« , Hamburg I, 86.

Handelshäfen, Harburg I, 76.
« , Königsberg I, 69.
« , Kuxhaven I, 91.
« , Le Havre I, 106.
« , Liverpool I, 102.
« , London I, 99.
« , Lübeck I, 70.
« , Manchester I, 104.
« , Marseille I, 109.
« , New York I, 115.
« , Rotterdam I, 92.
« , Stettin I, 62.
« , Triest I, 113.
« , Zeebrügge und Brügge I, 97.
Hansa I, 3.
Hanstholm, Reede I, 18.
Harburg I, 76.
« , Kranschienengerüst II, 421.
« , Steigeleiter II, 283.
« , vorläufige Ufereinfassung II, 163.
Harlingen, Molen von II, 51.
Havre, Le I, 106.
« , Halbportalkran II, 411.
« , Kaiausbildung am Kai de la Garonne II, 339.
Hebezangen für Betonblöcke II, 145.
Hela I, 35.
« , Molen II, 14.
Helling I, 24.
Groß-Heydekrug, Ufereinfassung II, 170.
Heysham, Mole II, 53.
« , Molenkopf II, 96.
Hoboken, Kaischuppen II, 321.
Hochofenschlacke I, 229.
Hochwasser I, 119.
Hochwasserlinie I, 135.
Holländische Molenbauweise II, 50.
Holtenau, Kaimauer auf Betonschüttung II, 241.
Holyhead I, 257.
« , Baugerüst II, 116.
Holz, Verhalten I, 217.
Holzschädlinge I, 218.
Hone-Pohlig, Greifer II, 479
Hulettgreifer II, 481.
Hull, Alexandra-Dock I, 334.
Hunt, Entladebrücken II, 491.
« -Pohlig, Förderbänder II, 477.
Huron-Fluß, Mole II, 59.
« , Mole an der Mündung II, 11.
Huron-See, Wellenbrecher des Hafens Beach II, 11.
Hydraulische Zuschläge I, 230.
Hydraulischer Kalk I, 230.

I.

Industriehäfen I, 60.
Inselhäfen I, 12, 282.
Isobaren I 160.
Jacoby, Berechnung des Pfahlrostes II, 201.
Jadebusen I, 14.
Jäger, Förderkübel II, 477.
Jarrahholz I, 224.

K.

Kaibreite II, 333.
Kaiflächen, Ausstattung II, 308.
« am Hafen I in Bremen II, 340.
« mit Eisenbahngleisen II, 324.
« in Geestemünde II, 312.
« bei Handelshäfen II, 317
« am Speicherhafen in Rotterdam II, 342.
« mit Schuppen und Speichern II, 329.
« bei Seefischereihäfen II, 311.
« am Freihafen in Stettin II, 341.
Kaikräne II, 405.
Kaimauer auf Brunnen II, 250.
« aus Eisenbeton in Stockholm II, 226.
« aus Eisenbeton im Handelshafen von Wilhelmshaven II, 225.
« aus Eisenbeton im Bauhafen von Wilhelmshaven II, 228.
« zur Felsverkleidung II, 232.
Kaimauern II, 192.
« , auf Pfahlrost II, 193.
« , Berechnungsgrundlagen II, 193.
« mit Preßluftgründung II, 257.
« am Scheldekai in Antwerpen II, 257.
Kaimauern im Hafen von Baltimore II, 249.
« im Hafen von Barcelona II, 242, 244.
« am Kai de Bourgogne in Bourgogne II, 262.
« am Hafenbecken II in Bourgogne II, 264.
« im Hafen von Bremen II, 218.
« im Kaiserhafen III in Bremerhaven II, 222.
« im Binnenhafen bei Brunsbüttel II, 213.
« in Calais II, 252.
« in Cardiff II, 233.
« in Salina Cruz II, 254.
« im Hafen von Cuxhaven II, 217.
« am Kaiserhafen in Danzig II, 215.
„ im Hafen von Dublin II, 243.
« in Dünkirchen II, 234.
« im Zollhafen zu Düsseldorf II, 229.
« im Außenhafen von Emden II, 207.
« im Hafen von Fishguard II, 243.
« an der Ponte Frederico Guglielmo im Hafen von Genua II, 242.
« am Becken Victor Emmanuel III. in Genua II, 247.
« am Molo vecchio in Genua II, 248.
« im Fischereihafen von Geestemünde II, 208.
« am Rothesay-Dock in Glasgow II, 254.
« am Dalmann-Kai in Hamburg II, 253.
« am Roßhafen in Hamburg II, 214.
« auf Betonschüttung in Holtenau II, 241.
« an der Krämerbrücke in Königsberg II, 216.
« am Packhof in Königsberg II, 210.
« am Molo di Levante nuovo II, 246.
« aus dem Hafen von Lissabon II, 264.

Kaimauern in Lübeck II, 222.
« im Hafen von Montevideo II, 267.
« im Hafen von Nörresundby II, 238.
« in Norrköping in Schweden II, 227.
« in Petersburg II, 235, 236.
« am Eisenbahnhafen in Rotterdam II, 266.
« aus Eisenbeton zwischen Park- und Schiehaven in Rotterdam II, 237.
« am Maashafen in Rotterdam II, 209.
« im Hafen von Spezzia II, 268.
« am Dunzig in Stettin II, 221.
« im Freihafen von Stettin II, 212.
« in Swansea II, 234.
« im Hafen von Talcahuano II, 239.
« an der Punto franco in Venedig II, 240.
« an der 3. Einfahrt in Wilhelmshaven II, 245.
« am Fischereihafen in Ymuiden II, 255.
« in Zeebrügge II, 236.
Kaischuppen an der Ij-Kade in Rotterdam II, 338.
« am Scheldekai in Antwerpen II, 352.
« in Boston II, 322.
« am Hafen I in Bremen II, 347.
« am Hafen II in Bremen II, 349.
« in La Chalmette II, 321.
« auf dem Holm bei Danzig II, 353.
« am Außenhafen in Emden II, 338, 349.
« am Binnenhafen in Emden II, 336.
« in Genua II, 358.
« mit ansteigendem Fußboden in Genua II, 334.
« am Ellerholzhafen in Hamburg II, 343.
« , Fruchtschuppen in Hamburg II, 359.
Kaischuppen auf Kuhwärder in Hamburg II, 339.
« am Moldauhafen in Hamburg II, 354.
« in Le Havre II, 339.
« in Hoboken II, 321.
« am Pregel in Königsberg II, 356.
« in Manchester II, 358.
« in Montreal II, 323.
« am Rijnhaven in Rotterdam II, 336.
« in Tunis II, 335.
Kaiser Wilhelm-Kanal, Spill II, 450.
Kalk, hydraulischer I, 230.
Kalkstein I, 229.
Kalmengürtel I, 162.
Kammerschleuse I, 23.
Kastenverladung II, 476.
Kawasaki, Schwimmkran II, 437.
Kiel, Ankerboje II, 305.
« , Bucht I, 13.
« , Kriegshafen I, 26.
« , Mole II, 22.
« , Mole am Werftaußenhafen II, 49.
« , Poller II, 294.
« , Schwimmkran II, 440.
« , Spill II, 452.
« , Ufereinfassung am Fischereihafen II, 166.
Kilrush, Mole II, 26.
Kingstown I, 259.
Königsberg, Hafen I, 69.
« , Bollwerk im Hafen II, 186.
« , Getreidespeicher II, 374.
« , Kaimauer an der Krämerbrücke II, 216.
« , Kaimauer am Packhof II, 210.
« , Kaischuppen am Pregel II, 356.
« , Turmdrehkran II, 404.
Kohlen I, 341.
Kohlenheber, schwimmender in Hamburg II, 498.
Kohlenkipper II, 461.
« , am Kuhwärderhafen in Hamburg II, 468.
Kolberg I, 293.
Kolbergermünde, Fischereihafen I, 43.
« , Ufereinfassung im Fischereihafen II, 165.
Kompaßrose I, 160.
Konstanza, Petroleumanlagen II, 509.
Kopfkipper II, 464.
Kraftquellen II, 391.
Kran, Turmdreh-, in Königsberg II, 404.
« , fahrbarer mit Becherwerk II, 504.
« , fester, am Süderballastplatz in Memel II, 403.
Krankipper in Glasgow II, 462.
Kranschienenbefestigung II, 421.
Kranschienengerüst in Harburg II, 421.
Kräne bei Entladevorrichtungen II, 481.
Kratzwiek, Entladebrücken II, 491.
Kreosot I, 221.
Kreuzer, Abmessungen I, 8.
Küsten, steile, flache I, 265.
Küstenfischerei I, 38.
« , Ausstattung der Häfen I, 40.
Küstenfischereihäfen I, 41.
« , Memel I, 41.
« , Kolbergermünde I, 43.
« , Saßnitz I, 44.
« , Norderney I, 44.
Küstenhäfen I, 11.
Küstensaum, beweglicher I, 265.
Küstenströme I, 184.
Kurrachee, Wellenbrecher II, 41.
Kurvenkipper, fahrbarer II, 475.
« in Bremerhaven II, 474.
Kuxhaven, Fischereihafen I, 50.
« , Seehafen I, 91.
Kriegshäfen I, 10.
« , besondere Erfordernisse I, 25.
« , Wilhelmshaven I, 29.
« , Kiel I, 26.
« , Danzig I, 31.
Kriegsschiffe, Abmessungen I, 8.
« , Querschnitte II, 174.

L.

Labradorstrom I, 181.
Laderaumgröße II, 331.
Lagerhäuser II, 360.
Lagune I, 307.
Lake Superior, Mole II, 30.
Landfeste, hölzerne II, 293.

Landungsbrücke für den Umschlag von Schiff zu Schiff II, 495.
Landverkehrswege I, 23.
Landwind I, 163.
Laufbrücke an Molen II, 14.
Laufkran zum Versetzen von Betonblöcken II, 138.
Le Havre, Mole II, 89.
« , Molenkopf II, 95.
Leitdämme I, 247.
« , durchbrochene I, 321; II, 103.
« , durchbrochene, am Adour II, 105.
« , durchbrochene, von Calais II, 106.
« , durchbrochene, in Dünkirchen II, 108.
« , durchbrochene, von St. Nazaire II, 106.
« , parallele I, 269.
Leixoes I, 259.
Libau I, 278.
« , Mole Ograditelny II, 15.
« , Wellenbrecher II, 39.
Lido I, 309.
Limnoria I, 220.
Linienschiffe, Abmessungen I, 8.
Lissabon, Kaimauer aus dem Hafen von II, 264.
Liverpool I, 102.
« , Dachkräne II, 422.
Livorno I, 264.
« , Diga Curvilinea II, 69.
« , Mole Marzocco II, 76.
« , Molenkopf der Diga Curvilinea II, 95.
Log, loggen I, 191.
Lösch- und Ladeeinrichtungen I, 56.
Löschanlage mit Drahtseilbahn II, 493.
Löschbrücke, Bauart Brown II, 490.
« in Flensburg II, 482.
« in Genua II, 483.
« in Hamburg II, 485.
Löschvorrichtungen II, 476.
London I, 99.
Lorain, Erzentladebrücke II, 487.
Lübeck I, 70.
« , sechspfähliger Dalben II, 302
« , Kaimauer in II, 222.
Lübeck, Schiffsringe II, 286.
« , Steigeleiter II, 282.

M.

Maasmündung I, 306.
« , Molen an der neuen II, 51.
Madras I, 277.
Malamocco I, 309.
Manchester I, 104.
« , Kaischuppen II, 358.
Marquette, Sturzgerüst II, 459.
Marseille I, 109.
« , Rollkran II, 406.
« , Wellenbrecher von II, 60, 65.
Mascaret I, 135.
Mechanische Hafenausrüstung II, 389.
Memel, fester Einzelkran II, 403.
« , Fischereihafen I, 42.
« , Ausführung der Mole II, 110.
« , Südermole in II, 19.
Memeler Tief I, 315.
Menschenkraft II, 391.
Meyersche Flasche I, 209.
Michigan-See, Mole bei Algoma II, 12.
Middelsbrough, Portalkran II, 405.
Miike, I, 256.
Mischungsverhältnisse für Beton I, 236.
Mohr u. Federhaff, fahrbarer Kran mit Becherwerk II, 505.
Molen I, 246.
Mole in Aberdeen II, 38.
« , Nord-, in Aberdeen II, 31.
« , Nord-, Algier II, 61.
« bei Algoma am Michigan-See II, 12.
« Ost-, in Barcelona II, 66.
« aus Betonsäcken II, 32.
« in Bilbao II, 84.
« Nord-, in Bizerta II, 82.
« in Blyth II, 31.
« in Boulogne II, 88.
« in Brest II, 88.
« in Brunsbüttel II, 25.
« in Cagiari II, 74.
« in La Calle II, 63.
« , West-, von Cherbourg II, 88.
« in Colombo II, 40.
Mole in Corsini bei Ravenna II, 22.
« in Dieppe II, 48.
« bei der Dievenow-Mündung II, 13.
« in Djidjelli II, 65.
« in Dover II, 36.
« in Emden II, 26.
« , Molo Galliera in Genua II, 69.
« in Great Yarmouth II, 16.
« von Harlingen II, 51.
« von Le Havre II, 89.
« in Hela II, 14.
« in Heysham II, 53.
« am Huron-Fluß II, 59.
« von der Mündung des Huron-Flusses II, 11.
« in Kiel II, 22.
« in Kiel, Werftaußenhafen II, 49.
« in Kilrush II, 26.
« am Lake Superior II, 30.
« mit Laufbrücke II, 14.
« Ograditelny in Libau II, 15.
« Marzocco in Livorno II, 76.
« in Memel II, 19, 110.
« in Monaco II, 67.
« in Mormugao II, 42.
« in Muggiano II, 86.
« in St. Nazaire II, 47.
« St. Vinzenso in Neapel II, 71.
« in Newhaven II, 31.
« in Norderney II, 50.
« in Novorossiisk II, 39.
« aus Sinkstücken an der Ostsee II, 52.
« in La Pallice II, 47.
« in Peterhead II, 87.
« Pfahlwand-, mit massivem Überbau II, 17.
« vom Baltischen Hafen in Reval II, 9.
« bei Port Said II, 60.
« in Saßnitz II, 17.
« in Savona II, 80.
« Foraneo in Salerno II, 74.
« in Scheveningen II, 43, 46.
« , frühere östliche in Stolpmünde II, 10.
« in Sunderland II, 32.
« in Talcahuano II, 47.
« an der Tyne-Mündung II, 27, 37.

Mole in Urk II, 51.
« von Viareggio II, 81.
« in Wicklow II, 30.
« in Wilhelmshaven II, 29.
« in Windau II, 16.
« in Ymuiden II, 39.
« von Zeebrügge II, 45.
Molen, durchbrochene II, 103.
« gemischter Form II, 75.
« mit geneigter Seitenfläche II, 48.
« mit gemauerten Seitenwänden II, 26.
« , konvergente I, 279.
« an der neuen Maasmündung II, 51.
« , parallele I, 289.
« , Pfahlwand- II, 12.
« aus Schüttbeton II, 27.
« aus Betonsäcken II, 27.
« aus Steinschüttung II, 54.
« von Toulon II, 62.
Molenbauweise, deutsche II, 13.
« , holländische II, 50.
Molenkopf in Bizerta II, 97.
« in Haidar Pascha II, 99.
« in Le Havre II, 95.
« in Heysham II, 96.
« der Diga Curvilinea in Livorno II, 95.
« in Memel II, 19.
« in Neapel II, 94.
« in Palermo II, 99.
« bei Pfahlwandmolen II, 14, 18.
« in Pillau II, 21.
« , Süder-, in Pillau II, 100.
« in Rügenwaldermünde II, 93.
« in Saßnitz II, 18.
« in Stolpmünde II, 98.
« in Windau II, 16.
Molenköpfe II, 89.
Molenkran II, 139.
Monaco, Mole II, 67.
Monsune I, 162.
Montevideo, Kaimauer im Hafen von II, 267.
Montreal, Kaischuppen II, 323.
Mormugao, Mole in II, 42.
Mörtelmischungen I, 240.
Mörtel, Hydraulische, mit Zuschlägen I, 242.
Muggiano, Mole in II, 86.
Muggia, Bucht bei Triest, Wellenbrecher II, 78.
Mühlendammschleuse b. Berlin, Spill II, 449.
Mündungshäfen I, 11.
de Muralt, Peilvorrichtungen I, 202.

N.

Naturerscheinungen I, 118.
St. Nazaire, durchbrochener Leitdamm II, 106.
« , Mole II, 47.
Neapel, Molo S. Vinzenso II, 71.
« , Molenkopf in II, 94.
« , Wellenbrecher II, 77.
Nebel I, 178.
Negretti und Zambra, Tiefseethermometer I, 209.
Neufahrwasser I, 297.
« , Bollwerk am Weichselbahnhof II, 187.
« , Eisenbetonbollwerk in II, 189.
« , Granitpoller II, 293.
Neukuhren, Fischereihafen I, 15, 35.
Newcastle I, 305.
Newhaven, Formen für Betonschüttung II, 125.
« , Mole in II, 31.
Newton I, 119.
New York I, 115.
Nexö, Wellenbrecher II, 10.
Niederlagen, zollfreie I, 61.
Niedrigwasser I, 119.
Niedrigwasserlinie I, 135.
Nippflut I, 121.
Nieuwediep I, 320.
Norddeutscher Lloyd, Pieranlagen I, 325.
Nordenham, Seefischereihafen I, 48.
Norderney, Mole in II, 50.
« , Ufereinfassung mit Ladebrücken II, 171.
« , Zufluchtshafen I, 36.
« , Fischereihafen I, 44.
Nörresundby, Kaimauer aus Eisenbetonschwimmkörpern II, 238.
Norrköping, Kaimauer mit Eisenbeton in Schweden II, 227.
Novorossiisk, Mole II, 39.

O.

Oberflächenströmungen I, 184.
Öl, Wellenberuhigung I, 157.
Oran, Wellenbrecher II, 61.
Osler, Windstärkenmesser I, 167.
Ostende, Reede I, 18.
Otaru, Wellenbrecher von II, 79.

P.

Palermo I, 260.
« , Molenkopf II, 99.
La Pallice, Mole II, 47.
Panzerkreuzer, Abmessungen I, 8.
Passatwinde I, 162.
Pegel, selbsttätiger I, 128.
Peterhead I, 257.
« , Mole in II, 87.
« , Kaimauer im Hafen von II, 235, 236.
Petroleum I, 60, 341; II, 508.
« , Behandlung II, 507.
« , Löschung II, 510.
« lagerbehälter I , 509.
« verladekai in Konstanza II, 509.
Peilungen I, 194.
Peilstange I, 199.
Peilvorrichtungen I, 200.
Pfähle, eiserne, bei Molenköpfen II, 20.
Pfahlrostebenen I, 218.
Pfahlspitzen II, 114.
Pfahlwandmolen II, 12.
« , Ausführung der II, 109.
« mit Faschinenausfüllung II, 24.
« mit massivem Überbau II, 17.
« , Molenköpfe II, 18.
Piers I, 325.
Pillau I, 253.
« , Bohlwerk am Kielgraben II, 177.
« , Bohlwerk im Vorhafen II, 187.
« , Nordmolenkopf II, 21.
« , Südermolenkopf II, 100.
Pillauer Tief I, 313.
Plata, La, Drehscheibenschwimmkran II, 438.
Plymouth I, 261.
« , Wellenbrecher II, 59.
Poller in Bremerhaven II, 291.
« in England II, 289.

Poller in Dünkirchen II, 289.
« , Granit-, in Neufahrwasser II, 293.
« in Haidar Pascha II, 292.
« in Hamburg II, 290.
« in Kiel II, 294.
« in Cuxhaven II, 294.
« in Bremerhaven II, 294.
Porphyr I, 228.
Portalkräne II, 405.
« mit verstellbaren Auslegern II, 409.
« in Middelsbrough II, 405.
« in Rotterdam II, 408.
Port Elisabeth, Mole in II, 17.
Portland I, 203.
Portlandzement I, 231.
Port Said, Mole in II, 60.
Prahm, zum Versenken von Betonsäcken II, 128.
« , zum Verstürzen von Betonblöcken II, 135.
« , zum Verstürzen von Steinen II, 152.
Preßluft II, 399.
Priestmann, Greifer II, 476.
Probebelastungen I, 213.
Purfleet, Landungsbrücke II, 496.
Puzzolan I, 231.

Q.

Quarantänehäfen I, 11.
Quarzit I, 229.
Queenstown, Reede I, 14.
Querschnitt von Handelsdampfern II, 173.
« von Kriegsschiffen II, 179.

R.

Raddrücke bei Halbportalkränen II, 413.
Reede, Wassertiefe I, 19.
« , Ankergrund I, 19.
« , Fläche I, 19.
« , Strom- I, 20.
« , Boulogne I, 16.
« , Cherbourg I, 16.
« , Danzig I, 13.
« , Dover I, 15.
« , Hanstholm I, 18.
« , Jadebusen I, 14.
« , Kiel I, 13.
« , Neukuhren I, 15.
« , Ostende I, 18.
Reede, Queenstown I, 14.
« , Zeebrügge I, 11.
Reibehölzer II, 272.
« in Barcelona II, 281.
Reibepfähle in Cuxhaven II, 274.
Reisendenverkehr I, 59.
Reval, Mole vom Baltischen Hafen II, 9.
« , Nordwellenbrecher II, 9.
Rieselboden II, 371.
Riffe I, 143, 267.
Rio de Janeiro, Kaiausbildung II, 336.
Robinson, Windstärkenmesser I, 167.
Rollkräne II, 405.
« am Grevenhof-Ufer in Hamburg II, 406.
« in Marseille II, 406.
Rosario, Getreidespeicher II, 378.
Rosenberg, Ufereinfassung II, 165.
Roßlarebei I, 282.
Roßbreiten I, 162.
Rotenburgsort, Eisenbetonbollwerk II, 191.
Rotterdam I, 92.
« , Gordungswand II, 275.
« , Kaiausbildung am Rijnhaven II, 336.
« , Kaiflächen am Speicherhafen II, 342.
« , Kaimauer am Eisenbahnhafen II, 266.
« , Kaimauer aus Eisenbeton zwischen Park- und Schiehaven II, 237.
« , Kaimauer am Maashafen II, 209.
« , Vollportalkran II, 408.
« ,HerstellungderSchwimmkörper II, 150.
Rügenwaldermünde I, 298.
« , Molenkopf II, 93.
Rundholzgreifer II, 480.

S.

Salerno, Molo Foraneo II, 74.
Salina Cruz, Kaimauer auf Brunnen II, 254.
Salonichi I, 261.
Salzgehalt I, 210.
Sandy Bay, Wellenbrecher II, 64.
Sand als Zuschlagstoff I, 234.
« küsten, Verhalten I, 264.
« stein I, 229.
Saßnitz, Fischereihafen I, 44.
« , Mole in II, 17.
« , Uferdeckwerk II, 166.
Saugeluft II, 399.
« förderer II, 502.
« getreideheber II, 506.
Savona, Mole von II, 80.
Schalenkreuz - Anemometer I, 167.
Scherenkran II, 424.
Scheveningen I, 275.
« , Fischereihafen I, 52.
« , Mole in II, 43, 46.
« , geböschte Ufereinfassung II, 164.
Schiffsabmessungen, größte, deutscher Handelsdampfer I, 6.
« , Kriegsschiffe I, 8.
« , Handelsdampfer verschiedener Größe I, 9.
« , Segelschiffe I, 9.
« , Fischereifahrzeuge I, 10.
Schiffsbauanlagen I, 60.
« bauanstalten I, 24.
« größen und Laderaum II, 331.
« ringe in Bremen II, 288.
« ringe, auswechselbare, in Hamburg II, 287.
« ringe in Lübeck II, 286.
Schlackenzement I, 241.
Schleusen I, 56, 332.
Schlick I, 212.
« , Fall I, 212.
Schulau, Bohlwerk II, 180.
Schuppen, s. Kaischuppen II, 342.
Schüttbeton, Molen aus II, 27.
Schüttrinnen bei Sturzgerüsten II, 457.
Schutzmittel für Holz I, 221.
Schwajen I, 19.
Schwellung I, 137.
Schwerkraftkipper II, 465.
Schwerlastkräne II, 423.
Schwimmdock I, 24.
Schwimmende Blöcke II, 43 bis 47.
« in Barcelona II, 67.
Schwimmkörper II, 81.
« , Herstellung II, 150.

Schwimmkörper bei Kaimauern II, 237 bis 239.
Schwimmkräne II, 433.
« , Hammerglockenform in Belfast II, 439.
« in Emden II, 435.
« für Umschlag von Schiff zu Schiff II, 494.
« mit Fülltrichter II, 497.
« mit Wippausleger in Kawasaki II, 437.
« , Hammerglockenwippform in Kiel II, 440.
« , Drehscheiben-, auf dem La Plata II, 438.
« in Scherenform II, 436.
« zum Versetzen von Betonblöcken II, 141.
Schwingkipper II, 471.
« in Sunderland II, 472.
Seck, Saugeluftgetreideheber II, 506.
See, grobe I, 137.
« , tote I, 137.
« , kabbelige I, 146.
« beben I, 157.
« brise I, 163.
« fischerei I, 37.
Seefischereihäfen I, 45.
« , Geestemünde I, 46.
« , Nordenham I, 48.
« , Emden I, 46.
« , Altona I, 49.
« , Hamburg I, 50.
« , Kuxhaven I, 50.
« , Scheveningen I, 52.
« , Ymuiden I, 53.
Seegang I, 137.
Seekammerschleusen I, 23, 26, 332.
Seesalz, Zusammensetzung I, 210.
Seeschleuse I, 332.
« wind I, 163.
Segelschiffe, Abmessungen I, 9.
Seitenkipper, Hafen von Bruay II, 463.
Selbsttätige Wage II, 503.
Semaphor I, 177.
Silos II, 370.
Sotor I, 222.
Southampton I, 343.
Spezzia, Kaimauer im Hafen von II, 268.
Speicher II, 360.
Speicher am Tempelhofer Hafen bei Berlin II, 368.
« , Getreide-, auf dem Holm in Danzig II, 388.
« , Grundrisse II, 362.
« der Hamburger Lagerhausgesellschaft II, 364.
« , Getreide-, in Königsberg II, 374.
« , Getreide-, in Rosario II, 378.
« im Freihafen von Stettin II, 366.
Spills II, 444.
Spill, elektrisches, der französischen Nordbahn II, 446.
« , elektrisches, der Wiener Stadtbahn II, 447.
« , hydraulisches, im Hafen von Stettin II, 445.
« , Kaiser Wilhelm-Kanal II, 450.
« , Kiel II, 452.
« , Mühlendammschleuse b. Berlin II, 449.
« , Ymuiden II, 451.
Springfluten I, 121.
Spülung, künstliche I, 317.
Spundwände, eiserne II, 170.
Stahltrossen, Festigkeit II, 296.
Stechkarre II, 392.
Stecher, Peilvorrichtung I, 200.
Steigeisen in Bremerhaven II, 283.
Steigeleitern II, 282.
« in Harburg II, 283.
« in Lübeck II, 282.
Steine, als Baustoff I, 227.
Steinkisten für Hafenaußenwerke II, 8.
« mit massivem Überbau II, 11.
« in Verbindung mit gerammten Pfählen II, 10.
« , Ausführung der II, 108.
Steinschüttung, Abgleichen II, II, 148.
« , Bauwerke aus II, 54.
« , Verstürzen II, 152.
Stettin I, 62.
« , Eisenbetonbollwerke II, 188.
« , Halbportalkran II, 410.
« , Kaiflächenausbildung am Freihafen II, 341.
Stettin, Kaimauer am Dunzig II, 221.
« , Kaimauer im Freihafen II, 212.
« , Speicher im Freihafen II, 367.
Stevensons Formel I, 148.
St. Jean de Luz I, 263.
St. Nazaire I, 334.
Stockholm, Kaimauer aus Eisenbeton II, 226.
Stolpmünde I, 295.
« , frühere östliche Mole II, 10.
« , Molenkopf II, 98.
Streichdalben am Roßkai in Hamburg II, 275.
Streichpfähle am Roßkai in Hamburg II, 277.
Strich, Kompaß- I, 160.
Stromhäfen I, 11.
Strömungen I, 180, 208.
« , Flut- I, 182.
« , Tide- I, 182.
« , in der Nordsee I, 183.
« , eingehende und ausgehende I, 189.
« , örtliche I, 188.
« , Beobachtung der I, 190.
Stürme I, 164.
Sturmfluten I, 126, 173.
Sturmpfähle in Cuxhaven II, 280.
« in Geestemünde II, 278.
Sturmwarnungen I, 176.
Sturzgerüst Duluth II, 458.
« Marquette II, 459.
« Sunderland II 460.
« Tyne-Dock II, 461.
« mit Schüttrinnen II, 457.
Sturzsee I, 146.
Sulinamündung I, 301.
Sunderland, Mole in II, 32.
« , Schwingkipper II, 472.
« , Sturzgerüst II, 460.
Superior Entry, Formen für Betonschüttung II, 124.
Superior Entry, Gerüst für die Molen II, 115.
Swansea, Kaimauer in II, 234.
Swinemünde I, 311.
« , Bohlwerk am Hafenbauamt II, 176.
Syenit I, 228.
Syrakus I, 255.

T.

Talcahuano, Kaimauer aus Eisenbeton - Schwimmkörpern II, 239.
« , Mole II, 47.
Talbot, Selbstentlader II, 456.
Taube Flut I, 129.
Temperley-Verlader II, 491.
Tender, Umladeschiff II, 494.
Teredo navalis I, 211.
Thermometer, Max. u. Min. I, 209.
Tide I, 119.
« -becken I, 22.
« -häfen I, 12.
« -hub I, 119.
„ strömungen I, 132, 182.
Tiefenmessungen I, 194.
Tiefflot, elektrisches I, 203.
Tilbury-Docks I, 101
Titan II, 139.
Tore bei Kaischuppen II, 345.
Torpedoboote, Abmessungen I, 8.
Touapsé, Wellenbrecher II, 85.
Toulon, Molen von II, 62.
Tragkraft von Hafenkränen II, 417.
Traß I, 231.
Treppen II, 282.
« in Geestemünde II, 284.
Trichterwagen mit Bodenklappen II, 456.
Triest I, 113.
« Wellenbrecher in der Bucht von Muggia II, 78.
Trockendock I, 24.
Trommelkipper Mc. Myler in Ashtabula II, 462.
Tunis, Kaischuppen II, 335.
Tynemündung I, 305.
« , Baugerüst II, 119.
« -Dock, Sturzgerüst II, 461.
« , Mole II, 37.
« , Molen II, 27.

U.

Überbau, massiver, mit Pfahlunterstützung II, 25.
« , massiver, für Pfahlwandmolen II, 17.
« , massiver, für Steinkisten II, 11.
Ufer, gerade und gekrümmte I, 323.
Uferbegrenzungen, steile II, 174.
« -deckwerke in Saßnitz II, 166.
« -einfassungen, Ausrüstung der II, 272.
« an Dockliegestelle mit Eisenbetonuferbrücke im Bremer Freibezirk II, 167.
« am Hohentor in Bremen II, 172.
« in Kuxhaven II, 165.
« , vorläufige, in Danzig II, 163.
« in Geestemünde II, 163.
« an der Westseite des Außenhafens von Emden II, 169.
« , geböschte Ufer II, 162.
« auf Steinwärder bei Hamburg II, 168.
« an der Norderelbe in Hamburg II, 168.
« , vorläufige, in Harburg II, 163.
« und Ladebrücke in Groß-Heydekrug II, 170.
« am Fischereihafen in Kiel II, 166.
« am Fischereihafen in Kolbergermünde II, 165.
« mit Ladebrücke in Norderney II, 171.
« in Rosenberg II, 165.
« , geböschte, in Scheveningen II, 164.
Uferkran II, 402.
Ufermauern, s. Kaimauern II.
Umladeschiff mit Laufbrücke II, 498.
« , Tender II, 494.
Ungleichheiten, monatliche I, 121.
« , tägliche I, 122.
Urk I, 36.
« , Molen II, 51.

V.

Venedig I, 309.
« , Kaimauer am Molo di Levante nuovo II, 246.
« , Kaimauer an der Punto franco II, 240.
Verbindungswege I, 24.
Verladeeinrichtungen II, 454.
« für Getreide II, 499.
Verladen von Betonblöcken II, 133.
Verlader, Temperley- II, 491.
Verkaufshalle, Seefischereihäfen I, 45.
Versenken von Betonsäcken II, 128.
Verstürzen, Prahm zum, von Steinen II, 153.
Verwaltungseinrichtungen I, 61.
Viareggio, Mole von II, 81.
Vitruv I, 3.
Vorarbeiten I, 193.
« , wirtschaftliche I, 215.
Vorhäfen I, 23.
« , vor geschlossenen Hafenbecken I, 331.

W.

Wage, selbsttätige II, 503.
Wandergerüst II, 118.
« steg in Whitby II, 122.
Wandkran II, 401.
Wärmebeobachtungen I, 208.
Wasserdruck in Sandboden, Versuche von Engels II, 199.
« stände an der Nordsee I, 176.
« stände an der Ostsee I, 173.
« standsbeobachtungen I, 206.
« tiefe I, 19.
« tiefe, Fischereihäfen I, 39.
Wellen I, 137.
« , Einzel- I, 156.
« Entstehung I, 137.
« gegen ansteigenden Grund I, 143.
« gegen senkrechtstehende Wand I, 145.
« in Buchten I, 147.
« Wirkung der II, 2, 4.
« gegen lotrechte Wand bei großer Tiefe II, 2.
« , gegen ansteigenden Grund II, 3.
« , Gewalt der II, 5.
« , Fortpflanzungsgeschwindigkeit II, 4.
« , Schwingungsgeschwindigkeit II, 4.
« berg I, 137.
« beruhigung durch Öl I, 157.

Wellenbrechende Böschungen II, 103.
Wellenbrecher I, 247.
« L'Agha in Algier II, 56.
« in Ardrossan II, 41.
« , Berechnung der II, 157.
« in Kurrachee II, 41.
« von Cette II, 63.
« Antemurale Trajano in Civitavecchia II, 68.
« « , Verlängerung II, 73.
« « , Wiederherstellung II, 74.
« gemischter Form II, 75.
« mit geneigten Seitenflächen II, 48.
« , neuer, in Genua II, 79.
« von Haidar Pascha II, 67.
« des Hafens Beach am Huron-See II, 11.
« in Libau II, 39.
« Diga Curvilinea in Livorno II, 69.
« in Marseille II, 60, 65.
« in der Bucht von Muggia, Triest II, 78.
« in Neapel II, 77.
« von Nexö auf Bornholm II, 10.
« in Oran II, 61.
« von Otaru II, 79.
« von Plymouth II, 59.
« , Nord-, in Reval II, 9.
« in der Sandy-Bay II, 64.
« aus Steinschüttung II, 54.
« in Touapsé II, 85.
« köpfe II, 89.
Wellenhöhe I, 148.
« länge I, 137.
« messungen I, 208.
Wellenstoß I, 149; II, 157.
« stoßmesser I, 149.
« tal I, 137.
Wendeplätze I, 333, 349.
Wetterfahne I, 166.
« nachrichten I, 176.
Whitby, Wandersteg II, 122.
Wicklow, Betonschüttung II, 123.
« Mole II, 30.
Wickingscher Prahm, z. Verstürzen von Steinen II, 154.
Wilde, Windstärkemesser I, 166.
Wilhelmshaven, 3. Hafeneinfahrt II, 29.
« , Kaimauer aus Eisenbeton im Bauhafen II, 228.
« , Kaimauer an der 3. Einfahrt II, 245.
« , Kaimauer aus Eisenbeton im Handelshafen II, 225.
« , Kriegshafen I, 29.
« , Reede I, 14.
« , Mole in II, 29.
Wind, Entstehung I, 158.
« , Arten I, 162.
« , veränderliche I, 163.
« , ständige I, 162.
« , zeitweise I, 162.
« , Stärke I, 166.
Windau I, 299.
« , Mole in II, 16.
Winde, herrschende I, 207.
« , heftigste I, 207.
Windbeobachtungen I, 168.
Windfahne I, 166.
Windgeschwindigkeit I, 167.
Windrichtungen, Ablenkung I, 158.
« bezeichnung I, 160.
Windwege I, 169.
Windwirkung auf Wasserflächen I, 172.

Y.

Yarmouth, Great- II, 16.
Ymuiden, Fischereihafen I, 53.
« , Fischhalle II, 314.
« , Kaimauer am Fischereihafen auf Bremen II, 255.
« , Mole II, 39.
« , Molenanordnung I, 273.
« , Spill II, 451.

Z.

Zeebrügge, Kaimauer in II, 236.
« , Mole II, 45.
« , Reede I, 17.
« , Herstellung d Schwimmkörper II, 150.
« , Seehafen I, 97.
« , Molenanordnung I, 284.
Zellenspeicher II, 370.
Zellkörper II, 80.
Zement, natürlicher I, 230.
« , künstlicher I, 231.
Zollfreie Niederlage I, 61.
Zonguldak I, 258.
Zufluchthäfen I, 10, 22.
« , besondere Erfordernisse I, 33.
« , Hela I, 35.
« , Neukuhren I, 35.
« , Norderney I, 36.
« , Urk I, 36.
Zuider See, Flutgröße I, 125.
Zugstraßen der Minima I, 165.
Zuschlagstoffe zum Mörtel I, 234.
Zuschläge, hydraulische I, 230.

UNIV. OF MICHIGAN,
OCT 24 1918

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.